



Titre: Modélisation des changements morphologiques côtiers induits par des tempêtes à l'aide du logiciel Delft-3D

Auteur: Guillaume Lamothe

Date: 2017

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Lamothe, G. (2017). Modélisation des changements morphologiques côtiers induits par des tempêtes à l'aide du logiciel Delft-3D [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/2723/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/2723/>

Directeurs de recherche: Tewfik Mahdi

Programme: Génie civil

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

MODÉLISATION DES CHANGEMENTS MORPHOLOGIQUES CÔTIERS INDUITS PAR
DES TEMPÊTES À L'AIDE DU LOGICIEL DELFT-3D

GUILLAUME LAMOTHE

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)

AOÛT 2017

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

MODÉLISATION DES CHANGEMENTS MORPHOLOGIQUES CÔTIERS INDUITS PAR
DES TEMPÊTES À L'AIDE DU LOGICIEL DELFT-3D

présenté par : LAMOTHE Guillaume

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. FUAMBA Musandji, Ph. D., président

M. Mahdi Tew-Fik, Ph. D., membre et directeur de recherche

M. SHAKIBAEINIA Ahmad, Ph. D., membre

DÉDICACE

À Alain, Hélène et Jérémie.

REMERCIEMENTS

Tout d’abord, je tiens à remercier mon directeur de recherche, Tew-Fik Mahdi pour m’avoir donné la chance d’effectuer la maîtrise à Polytechnique de Montréal. Je tiens également à le remercier de m’avoir toujours soutenu et encouragé à mettre ce projet à terme.

Je tiens à remercier l’École Polytechnique de Montréal et le Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada (CRSNG) pour leur soutien financier.

Je tiens à remercier la firme WSP pour avoir initié ce projet et avoir mis à notre disposition les ressources nécessaires au projet.

Je tiens à remercier les Associées de la firme LaSalle | NHC et plus particulièrement Wael Taha et Marc Villeneuve pour leur tolérance et leur soutien durant les deux dernières années.

Je tiens à remercier Fabian Tito Arandia Matinez pour avoir révisé ce mémoire, mais surtout pour sa sagesse.

Je tiens à remercier tous mes collègues et amis que j’ai côtoyés durant cette maîtrise : Luc-Alexandre, Olivier, Marie-Ève, Mathieu, Nicolas, Anas, Youssef, Mauricio, Aboudou, Essoyéké, Fadoua, Simon et Sam.

Finalement, j’aimerais offrir un remerciement tout spécial à Myriam Selmani pour son support, ses encouragements et sa patience.

RÉSUMÉ

L'érosion des plages des Îles-de-la-Madeleine menace d'endommager d'importantes infrastructures routières à proximité de l'île de Pointe-aux-Loups. Les dunes de sable reliant les îles de l'archipel sont des environnements très susceptibles d'être érodés par les vagues. Les données historiques permettent de dresser le portrait actuel de la dynamique hydrosédimentaire de la plage de Pointes-aux-Loups. Toutefois, les impacts reliés aux changements climatiques modifient le milieu côtier, dans le golfe du Saint-Laurent. Le niveau moyen des mers est à la hausse et la durée du couvert de glace est à la baisse. Cela a pour effet d'augmenter l'emprise de l'eau sur les plages et de réduire la période durant laquelle les plages sont protégées par la glace. Ainsi, les changements climatiques perturbent les conditions hydrodynamiques et météorologiques du golfe du Saint-Laurent. La modélisation numérique est un outil flexible, capable de s'adapter aux conditions changeantes du golfe du Saint-Laurent.

Le principal objectif de ce rapport est de modéliser les changements morphologiques observés lors des tempêtes, sur la plage de Pointe-aux-Loups, à l'aide du logiciel Delft-3D. Pour ce faire, les modélisations seront basées sur les mesures prises par WSP, durant l'automne 2012.

Le domaine de calcul a été conçu, afin de représenter les conditions géomorphologiques et physiques décrites dans les rapports de WSP (WSP 2014) et de l'UQAR (Bernatchez, et al. 2010). La taille du maillage a été choisie pour modéliser adéquatement les barres de sables. L'étendue du domaine numérique est dictée par la position des points de mesures des conditions hydrodynamiques et météorologiques. Finalement, un maillage est tridimensionnel a été utilisé, afin d'obtenir une représentation appropriée de la concentration de sédiment et de vitesses d'écoulement dans la colonne d'eau.

Les simulations ont été faites en deux étapes. La première série de simulation est une analyse du facteur d'accélération des changements morphologiques. Les résultats démontrent que les changements morphologiques, durant les épisodes de tempêtes, ne peuvent pas être modélisés à l'aide du facteur d'accélération morphologique. La comparaison des profils de plage montre des patrons d'érosion et de sédimentation irréalistes. La seconde série de simulation est une tentative de calibration des principaux paramètres influencent le transport sédimentaire. Les résultats de simulation ont peu de ressemblances avec les observations faites lors de la campagne de mesures. Une analyse approfondie des résultats démontre que le transport sédimentaire induit par les vagues

est toujours modélisé dans la direction de propagation des vagues. En effet, Delft-3D ne modélise pas le courant de retour, qui est la composante prédominante de transport sédimentaire en direction du large. Par conséquent, Delft-3D n'est pas approprié pour la modélisation des changements morphologiques, durant les tempêtes.

ABSTRACT

The erosion on Magdalen Island is a threat to nearby infrastructure. The dune linking the islands of the archipelago are extremely susceptible to erosion caused by waves. The beach of Pointes-aux-Loups is one of the most impacted regions on Magdalen Island. Historical data give a fine representation of the actual hydrodynamic and morphological process. However, the impact of global warming has already started to modify the hydrodynamic and meteorological conditions in the St.-Lawrence Gulf. The water level and the temperature are rising. Both effects are increasing the destructive impacts of waves on the sandy beach of Pointe-aux-Loups. The numerical modelling of morphological changes has been considered, to estimate influence of the changing environment on the erosion and accretion patterns.

The main objective of this report is to model the sediment transport induced by storms on the beach of Pointe-aux-Loups, using Delft-3D model. To this end, the beach of Pointe-aux-Loups has been recreated, using Delft-3D with the intention to reproduce the morphological changes observed by WSP (WSP 2014) in fall 2012.

The numerical domain is developed to represent the geological and hydrodynamics conditions described by WSP (WSP 2014) and UQAR (Bernatchez, et al. 2010). The mesh size was selected to assure that the numerical domain replicated the bathymetry near the beach. The expansion of the domain is based on the instruments' location during measurement campaign. Finally, a three-dimensional mesh was used to better approximate the variation of suspended sediment.

The simulations were made in two steps. The first set of simulations were done to analyze the influence of the morphological factor. The results shown that the morphological factor cannot be used to simulate morphological changes during the storm event. By comparing the simulated profiles with the measured bathymetry, we observe unrealistic erosion and sedimentation patterns. The second set of simulation was a calibration of the main parameters influencing the mobilization of morphological changes. The results shown no similitude between the simulated and the measured bathymetry. In Delft-3D, the wave induced sediment transport always takes on the wave propagation direction. Observation shown that under breaking waves sediment transport often takes an offshore direction. This phenomenon is caused by the return flow near the bed. Thus, Delft-3D is not recommended to simulate morphological changes produced by storm.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT	VII
TABLE DES MATIÈRES	VIII
LISTE DES TABLEAUX.....	XI
LISTE DES FIGURES.....	XII
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XV
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Mise en contexte.....	1
1.2 Objectifs	3
1.3 Plan du mémoire.....	4
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE	5
2.1 Modélisation des vagues	5
2.1.1 Vague en eau profonde.....	6
2.1.2 Transformation des vagues en eau peu profonde	9
2.1.3 Déferlement des vagues	11
2.1.4 Dissipation d'énergie.....	13
2.2 Transport sédimentaire.....	14
2.2.1 Charriage	14
2.2.2 Transport en suspension	16
2.2.3 Transport de sédiment en région côtière	19
2.3 Sommaire	23

CHAPITRE 3	DYNAMIQUE CÔTIÈRE DE LA PLAGE DE POINTE-AUX-LOUPS	24
3.1	Géologie du secteur de Pointe-aux-Loups	24
3.2	Phénomènes atmosphériques du secteur de Pointe-aux-Loups	25
3.3	Processus morphologiques du secteur de Pointe-aux-Loups	26
3.3.1	Transport littoral.....	26
3.3.2	Transport transversal	27
CHAPITRE 4	MÉTHODOLOGIE	29
4.1	Logiciel Delft-3D	29
4.1.1	Équations hydrodynamiques	29
4.1.2	Équations de turbulence	32
4.1.3	Équations de transport solide	34
4.2	Conditions de simulation.....	37
4.2.1	Étendue du domaine	37
4.2.2	Taille du maillage.....	38
4.2.3	Discrétisation verticale	40
4.3	Préparation des simulations.....	41
4.3.1	Conception du domaine de calcul	41
4.3.2	Conditions frontières et initiales	42
4.3.3	Calibration du facteur d'accélération morphologique.....	45
4.4	Modélisation des changements morphologiques.....	46
CHAPITRE 5	ARTICLE 1: COASTAL MORPHOLOGICAL CHANGES INDUCED BY A HIGH-INTENSITY STORM: NUMERICAL MODELING USING DELFT-3D.....	47
5.1	Introduction	47
5.2	Case Study.....	49
5.2.1	Data	50

5.2.2	Observation in December 2012.....	51
5.3	Delft-3D	53
5.3.1	Delft-3D FLOW	54
5.3.2	Delft-3D WAVE	56
5.4	Results	57
5.4.1	Event Selection.....	58
5.4.2	Simulation	58
5.5	Sensitivity Analysis.....	62
5.5.1	Analysis of Delft-3D FLOW Parameters	63
5.5.2	Analysis of Delft-3D WAVE Parameters	74
5.6	Discussion and Conclusion	80
5.7	Acknowledgements	82
5.8	Notation.....	82
CHAPITRE 6	DISCUSSION GÉNÉRALE	83
6.1	Analyse des résultats de simulation	83
6.2	Discussion sur le niveau de détail modélisé.....	83
CHAPITRE 7	CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS	85
7.1	Synthèse des travaux	85
7.2	Recommandations	86
BIBLIOGRAPHIE	88

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1 Caractéristiques des vagues en eau profonde.....	7
Tableau 4-1 Liste des équations de transport solide disponible dans Delft-3D	34

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 Prédiction du rehaussement du niveau moyen de la mer sur un horizon de 100 ans - tiré de (WSP 2014)	2
Figure 2-1 Description des paramètres d'une vague, tirée de (Kamphuis 2010).....	5
Figure 2-2 Trajectoire elliptique des particules d'eau au passage des vagues – tirée de (Cummings, Dumas et Dalrymple 2009)	8
Figure 2-3 Schématisations de la réflexion des vagues – tirée de (Plummer et McGearry 1985) ..	10
Figure 2-4 Coefficients d'élancement des vagues, tirée de (Kamphuis 2010)	11
Figure 2-5 Comparaison de l'équation de Rouse (1937) et des mesures de Vanino (1946), tirée de (C. T. Yang 1996)	18
Figure 2-6 Illustration des pressions contrôlant le courant de retour, tirée de (Aagaard, Black et Greenwood 2002).....	22
Figure 4-1 Localisation des stations de mesure, tirée de (WSP, 2014).....	38
Figure 4-2 Profil de plage mesuré par WSP (WSP, 2014).....	39
Figure 4-3 Résultats de l'analyse de sensibilité de la taille du maillage	40
Figure 4-4 Représentation du système de coordonnées σ - tirée de (Deltares, User Manual - Delft3D-FLOW , 2014).....	40
Figure 4-5 Domaine numérique	41
Figure 4-6 Représentation de la discrétisation verticale utilisée lors des simulations	42
Figure 4-7 Représentation du niveau d'eau à la condition frontière	43
Figure 4-8 Représentation de la hauteur significative des vagues à la condition frontière.....	43
Figure 4-9 Représentation de la période des vagues à la condition frontière	44
Figure 4-10 Représentation de la direction des vagues à la condition frontière	44
Figure 4-11 Résultats des simulations faites avec différents facteurs morphologiques.....	46
Figure 5-1 Site location	49

Figure 5-2 Bathymetry and position of the points of measurement.....	51
Figure 5-3 Bathymetry in the zone of interest and position of the cross-shore profile.....	52
Figure 5-4 Comparison of the two WSP cross-shore profiles (WSP, 2014).....	53
Figure 5-5 Domain decomposition and mesh size	57
Figure 5-6 Numerical domain	59
Figure 5-7 Initial bathymetry Pointe-aux-Loups beach	60
Figure 5-8 Evolution of the sediment transport between October 10th and 15th with the default setting of Delft-3D (Delft-3D-FLOW, 2014).....	61
Figure 5-9 Comparison of the simulated and measures cross-shore profiles.....	62
Figure 5-10 Difference in bathymetry between the transport formulas of Van Rijn and Bijker ..	64
Figure 5-11 Difference in bathymetry between the transport formulas of Van Rijn and Soulsby_Van Rijn	65
Figure 5-12 Difference in bathymetry between the transport formulas of Van Rijn and Ashida-Michiue.....	66
Figure 5-13 Comparison of the cross-shore profile simulated with different transport formulas..	67
Figure 5-14 Close-up view of the first and second sandbars simulated with different transport formulas.....	68
Figure 5-15 Difference in bathymetry between the stress formulas of Fredsoe and Huynh-Thanh	69
Figure 5-16 Difference in bathymetry between the stress formulas of Fredsoe and Van Rijn	70
Figure 5-17 Comparison of the cross-shore profile simulated with different stress formula	71
Figure 5-18 Difference in bathymetry between the wave-related factors of 0.1 and 0	72
Figure 5-19 Difference in bathymetry between the wave-related factors of 0.1 and 1.0.....	73
Figure 5-20 Comparison of the cross-shore profile simulated with different wave related factor	74
Figure 5-21 Difference in bathymetry between the bottom friction of Jonswap and Collins	75

Figure 5-22 Difference in bathymetry between the bottom friction of Jonswap and Madsen.....	76
Figure 5-23 Comparison of the cross-shore profile simulated with different bottom friction formulation.....	77
Figure 5-24 Difference in bathymetry between the depth breaking indices of 0.73 and 0.6	78
Figure 5-25 Difference in bathymetry between the depth breaking indices of 0.73 and 1.08	79
Figure 5-26 Comparison of the cross-shore profile simulated with different depth breaking indices	80

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

1D	Unidimensionnel
2D	Bidimensionnel
3D	Tridimensionnel
Quasi-3D	Quasi-tridimensionnel
A	Paramètre de calibration.
ADCP	Acoustic Doppler Current Profiler
a	Profondeur de la zone de charriage (m)
B	Paramètre de calibration.
C	Vitesse de propagation des vagues (m/s)
C_a	Concentration de sédiment à l'élévation a (kg/m ³)
C_{bt}	Coefficient de calibration.
C_g	Vitesse du groupe de vague (m/s)
C_o	Vitesse de propagation des vagues en eau profonde (m/s)
$C(z)$	Concentration de sédiment à l'élévation z (kg/m ³)
\bar{c}	Concentration moyenne de sédiment (kg/m ³)
D_{50}	Diamètre moyen des sédiments (m)
D_*	Taille adimensionnelle des sédiments (m)
d	Profondeur d'eau (m)
d_b	Profondeur d'eau au moment du déferlement (m)
E	Densité d'énergie des vagues (j/m ²)
f	Fréquence (s ⁻¹)
g	Accélération gravitationnel (m/s ²)
H	Hauteur de vague (m)

H_b	Hauteur de vague au moment du déferlement (m)
K_s	Coefficient d'élancement
k_s	Rugosité équivalente
k	Nombre de vague
L	Longueur d'onde (m)
L_b	Longueur d'onde au moment du déferlement (m)
L_o	Longueur d'onde en eau profonde (m)
MORFAC	Facteur d'accélération morphologique
n	Paramètre de vitesse du groupe de vagues
n_o	Paramètre de vitesse du groupe de vagues en eau profonde
IPCC	Groupe d'experts intergouvernemental sur l'évolution du climat
SWL	Niveau moyen des mers (m)
T	Période (s)
S	Asymétrie des vagues
s	Pente de la plage (m/m)
UQAR	Université du Québec à Rimouski
U_{orb}	Vitesse elliptique (m/s)
\bar{U}	Vitesse du courant de retour (m/s)
u	Vitesse de l'écoulement (m/s)
u_c	Vitesse maximale au passage de la crête de la vague (m/s)
u_t	Vitesse maximale au passage du creux de la vague (m/s)
\bar{u}	Vitesse moyenne de l'écoulement à l'élévation y (m/s)
u_*	Vitesse de frottement (m/s)
x	Distance perpendiculaire à la côte (m)

z	Élévation par rapport au fond de l'eau (m)
γ	Profondeur de déferlement
$\frac{\delta\eta}{\delta t}$	Vitesse de la surface de l'eau (m/s)
η	Élévation de la surface de l'eau (m)
θ_c	Paramètre de Shields
κ	Constante de Karman
ν	Viscosité de l'eau (m ² /s)
ρ	Densité de l'eau (kg/m ³)
ρ_s	Densité des sédiments (kg/m ³)
τ	Force de cisaillement sur le fond (N/m ²)
τ_c	Force de cisaillement appliqué par l'écoulement uniforme (N/m ²)
τ_{eff}	Force de cisaillement effectif (N/m ²)
τ_{cr}	Force de cisaillement critique (N/m ²)
τ_w	Force de cisaillement appliqué par les vagues (N/m ²)
Ω_b	Indice d'hauteur de déferlement
ω	Vitesse de chute des particules (m/s)

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Mise en contexte

Dans le golfe du St-Laurent, la protection des rives est un enjeu important. Un grand nombre d'infrastructures et d'habitations sont construites à proximité du rivage et risquent d'être endommagées par la force destructive des vagues. Ces forces sont caractérisées par des études géomorphologiques des plages permettant d'identifier les principaux facteurs influençant la dynamique côtière. Ces analyses prennent en compte la géologie, la sédimentologie et l'évolution historique de la côte, afin de donner un portrait actuel de la dynamique côtière. Malheureusement, la représentation des phénomènes hydrosédimentaires actuels ne suffit plus pour faire un portrait applicable de la dynamique côtière, notamment en contexte de changement climatique.

L'évolution récente des plages permet d'observer les premiers impacts des changements climatiques. La hausse du niveau moyen des mers, l'augmentation de la température de l'eau et la réduction du couvert de glace sont tous des paramètres incertains, qui auront des impacts significatifs sur l'environnement côtier. La Figure 1-1 présente les prédictions de rehaussement du niveau d'eau fait par le Groupe d'experts intergouvernemental sur l'évolution du climat (IPCC). Ces résultats illustrent que l'incertitude reliée à l'estimation des impacts du changement climatique sur le rehaussement du niveau d'eau varie entre 0,1 m et 0,3 m sur un horizon de 50 ans. Bien que l'analyse de la dynamique hydrosédimentaire actuelle est essentielle pour tout projet en milieu côtier, elle donne peu d'information sur les conditions futures.

Le cycle de vie d'un projet côtier se doit de prendre en compte les aléas des changements climatiques afin d'être durable. Cette approche nécessite un outil flexible qui s'adapte aux caractéristiques changeantes du milieu ainsi qu'aux différentes projections climatiques. La modélisation numérique des changements morphologiques est un outil capable de prendre en compte l'incertitude des paramètres hydrodynamiques et météorologiques.

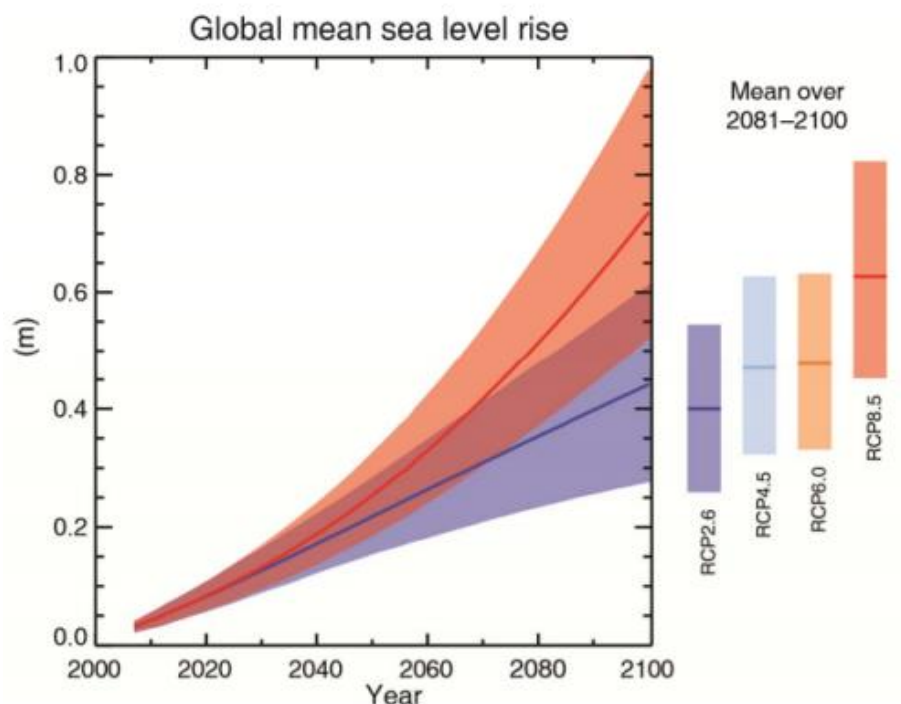


Figure 1-1 Prédiction du rehaussement du niveau moyen de la mer sur un horizon de 100 ans - tiré de (WSP 2014)

Pour modéliser les changements morphologiques, les logiciels doivent au minimum représenter les courants, les vagues et le transport sédimentaire. Les résultats de simulation doivent toujours être analysés et validés, afin de s'assurer qu'ils représentent bien les processus physiques modélisés et qu'ils ne contiennent pas d'erreurs numériques significatives. Cependant, la modélisation du déferlement des vagues et du transport sédimentaire demande une attention particulière. Les deux processus sont particulièrement complexes à modéliser, car ils sont normalement décrits par des équations empiriques, qui ont été formulées dans des contextes expérimentaux précis. Ainsi, la calibration et l'analyse des résultats sont des étapes clés dans la modélisation des changements morphologiques. Les problématiques inhérentes liées à la modélisation des changements morphologiques en milieu côtier est le sujet principal de ce mémoire.

1.2 Objectifs

L'objectif principal de la présente recherche est de modéliser les changements morphologiques en milieu côtier, durant les tempêtes, à l'aide du logiciel Delft-3D. Afin d'atteindre cet objectif, les modélisations seront basées sur observations faites par WSP, lors de leur campagne de mesure à la plage de Pointe-aux-Loups, sur les Îles-de-la-Madeleine.

Tout d'abord, la problématique d'érosion de la plage de Pointe-aux-Loups a été préalablement étudiée par WSP (WSP 2014) et l'UQAR (Bernatchez, et al. 2010). Ces résultats servent de référence quant à la définition du domaine de simulation, de l'événement à modéliser et des indicateurs de performances à utiliser pour juger de la qualité des simulations.

Le domaine numérique tridimensionnel sera conçu sur Delft-3D, afin de modéliser le plus adéquatement possibles les phénomènes hydrosédimentaires identifiés par WSP (WSP 2014), tels les mouvements des barres de sables.

Finalement, les tempêtes recensées seront modélisées avec le logiciel Delft-3D. Par la suite, une étude de sensibilité des principaux paramètres numériques pour la modélisation des changements morphologiques sera effectuée. Pour conclure, une analyse suivra la complétion de ces étapes.

En somme, les objectifs spécifiques sont :

- 1- Effectuer une revue de littérature sur la modélisation du transport sédimentaire de milieu côtier;
- 2- Faire un résumé des études portant sur les changements morphologiques de la plage de Pointe-aux-Loups dans le but de déterminer les contraintes de modélisation et les indicateurs de performances;
- 3- Préparer les simulations de manière à modéliser convenablement la dynamique hydrosédimentaire observée à la plage de Pointe-aux-Loups;
- 4- Modélisation, analyse des résultats et identification des principaux facteurs influençant les changements morphologiques.

1.3 Plan du mémoire

Ce mémoire est divisé en sept chapitres.

Le chapitre 2 consiste en une revue de littérature en deux parties. La première partie présente la modélisation des vagues, la propagation des ondes et le déferlement. La seconde partie fait une revue des différents types de transport sédimentaire et de l'influence des vagues sur le calcul du débit solide.

Le chapitre 3 est un résumé des caractéristiques géomorphologiques et les processus hydrosédimentaires contrôlant la morphologie de la plage de Pointe-aux-Loups.

Le chapitre 4 explique la méthodologie du projet de recherche, cette méthodologie est divisée en trois étapes : une vue d'ensemble du projet, une description des principales caractéristiques du logiciel Delft-3D et une présentation des contraintes

Le chapitre 5 est composé de l'article scientifique « Simulation of Sediment Transport induced by High Intensity Storm Using Delft-3D », élaboré durant ce projet.

Le chapitre 6 est une courte discussion qui fait un retour sur les résultats de simulation et la méthodologie du projet.

Enfin, le chapitre 7 conclut le mémoire et propose des recommandations pour de futurs projets de modélisation du transport sédimentaire en milieu côtier.

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

2.1 Modélisation des vagues

Les vagues sont des ondes formées par le cisaillement du vent sur la surface de l'eau. Elles sont représentées par une fluctuation du niveau d'eau qui se propage à la surface de l'eau. Elles sont décrites par leur amplitude, leur longueur d'onde, leur période et leur vitesse de propagation. La Figure 2-1 illustre les caractéristiques principales d'une vague (Kamphuis 2010).

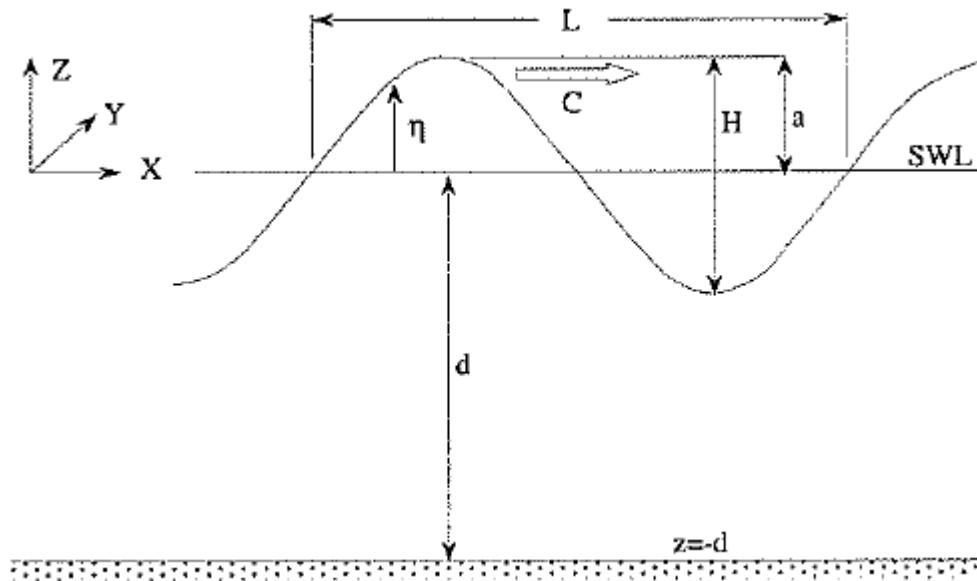


Figure 2-1 Description des paramètres d'une vague, tirée de (Kamphuis 2010)

Les variables L , d , C et H sont respectivement la longueur d'onde, la profondeur d'eau, la vitesse de propagation et la hauteur de vague. La profondeur d'eau est calculée entre le fond et le niveau d'eau de la mer (SWL). À partir de ces variables, il est possible de calculer la période, la fréquence et le nombre de vagues. La période est définie comme suit :

$$T = \frac{L}{C} \quad (2.1)$$

Où :

- T : Période (s);
- L : Longueur d'onde (m)
- C : Vitesse de propagation de l'onde (m/s)

La fréquence est définie comme l'inverse de la période, soit :

$$f = \frac{1}{T} = \frac{C}{L} \quad (2.2)$$

La vitesse angulaire des vagues est décrite par le nombre de vagues, soit :

$$k = \frac{2\pi}{L} \quad (2.3)$$

Avec ces différents paramètres, il est possible de calculer l'énergie des vagues, qui est définie comme :

$$E = \frac{1}{8} \rho g H^2 \quad (2.4)$$

Où :

- E : Énergie des vagues (j/m²);
- ρ : Densité de l'eau (kg/m³);
- g : Accélération gravitationnelle (m/s²);
- H : Hauteur des vagues (m).

2.1.1 Vague en eau profonde

À l'approche du rivage, la profondeur d'eau diminue, ce qui modifie les caractéristiques des vagues. Dans un milieu sans obstacle, la quantité d'énergie est conservée tout au long du trajet. Il est ainsi possible de décrire la transformation et la trajectoire des vagues à l'aide de l'équation de conservation de l'énergie (Kamphuis 2010) :

$$\nabla (EC_g) = 0 \quad (2.5)$$

Où

- E : Énergie des vagues (j/m²);
- C_g : Vitesse du groupe de vagues (m/s).

Pour décrire la transformation des vagues et leur trajectoire, il faut tout d'abord définir un état de référence stable. Les caractéristiques des vagues sont majoritairement influencées par la profondeur d'eau. Ainsi, les caractéristiques des vagues en eau profonde sont couramment utilisées comme état de référence. Les vagues sont considérées en eau profonde lorsque le rapport de la profondeur d'eau divisée par de la longueur d'onde est supérieur ou égal à 0,5, soit :

$$\frac{d}{L} \geq 0,5 \quad (2.6)$$

En eau profonde, les caractéristiques des vagues sont fonction de la période. En s'approchant du rivage, la profondeur d'eau diminue et modifie les caractéristiques des vagues. Toutefois, en considérant que l'énergie et la période des vagues restent constantes, il est possible de définir les caractéristiques des vagues en fonction de la profondeur d'eau. Le Tableau 2-1 présente un sommaire des principales caractéristiques des vagues.

Tableau 2-1 Caractéristiques des vagues en eau profonde

Caractéristiques des vagues	Formulation générale	Expression en eau profonde $d/L \geq 0,5$
Vitesse de propagation (m/s)	$C = \frac{L}{T} = \frac{gT}{2\pi} \tanh(kd)$	$C_o = \frac{gT}{2\pi}$
Longueur d'onde (m)	$L = CT = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh(kd)$	$L_o = \frac{gT^2}{2\pi}$
Vitesse de groupe (m/s)	$C_g = nC$	$(C_g)_o = \frac{C_o}{2}$
Paramètre de vitesse de groupe	$n = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{2kd}{\sinh(2kd)} \right]$	$n_o = 1/2$
Énergie (j/m ²)	$E = \frac{1}{8} \rho g H^2$	

Il est à noter que la vitesse de propagation définie dans le Tableau 2-1 représente uniquement la vitesse de l'onde et non celle du fluide. Un observateur, à un point fixe à l'extérieur de l'eau, va voir la crête de la vague se déplacer linéairement, à la vitesse de propagation C . Toutefois, les particules d'eau déplacées par le passage de la vague suivent une trajectoire elliptique. Comme l'illustre la Figure 2-2, au passage de la crête les particules d'eau sont élevées et accélérées dans la direction de propagation. Puis, au passage du creux de vague, elles sont abaissées et accélérées en direction opposée.

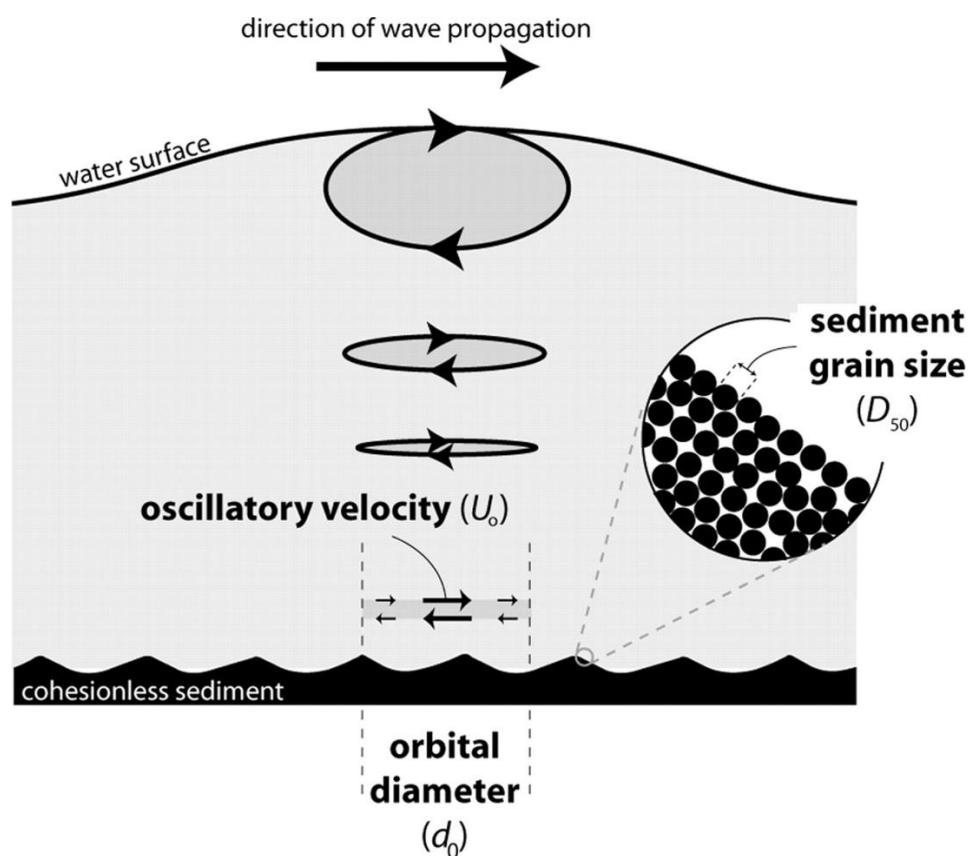


Figure 2-2 Trajectoire elliptique des particules d'eau au passage des vagues – tirée de (Cummings, Dumas et Dalrymple 2009)

Ce mouvement oscillatoire engendre des déplacements dans la direction de propagation des vagues. Cependant, cela augmente les vitesses de pointe des particules d'eau et les forces de cisaillements. La magnitude de cette oscillation est caractérisée par la vitesse elliptique maximale et l'asymétrie des vitesses oscillatoires. La vitesse elliptique au fond de l'eau est décrite par la formule qui suit (Kamphuis 2010) :

$$U_{orb} = \frac{1}{4} \sqrt{\pi} \frac{H}{\sinh(kH)} \quad (2.7)$$

Où H : Hauteur de vague (m);

k : Nombre de vagues.

U_{orb} : Vitesse elliptique (m/s).

L'asymétrie des vitesses oscillatoire est une fonction des vitesses de pointe opposée, soit (Kamphuis 2010) :

$$S = \frac{(u_c^3 - u_t^3)}{(u_c^3 + u_t^3)} \quad (2.8)$$

Où S : Asymétrie des vagues;

u_c : Vitesse maximale au passage de la crête de la vague (m/s);

u_t : Vitesse maximale au passage du creux de vague (m/s).

2.1.2 Transformation des vagues en eau peu profonde

À l'approche du rivage, la variation de la profondeur d'eau vient impacter la trajectoire et les caractéristiques des vagues.

2.1.2.1 Réfraction des vagues

La trajectoire des vagues est contrôlée par le phénomène de réfraction. Dans le cas où il n'y a pas d'obstacle et que la profondeur d'eau croît perpendiculairement au rivage, la direction des vagues va tendre à être parallèle à la pente du fond de l'eau. Puisque l'énergie des vagues est conservée, les vagues approchant le rivage subissent une rotation due à la variation de la profondeur d'eau. Puisque la vitesse de propagation des vagues est une fonction de la profondeur d'eau, l'extrémité de la vague en eau profonde a une vitesse de propagation plus élevée que la section en eau moins profonde. Cette différence de vitesses crée une rotation de la crête de la vague, qui tend à devenir parallèle aux lignes de contour bathymétrique. Ce qui a tendance à orienter la direction de propagation des vagues perpendiculaire à la ligne de côte, tel qu'illustré à la Figure 2-3.

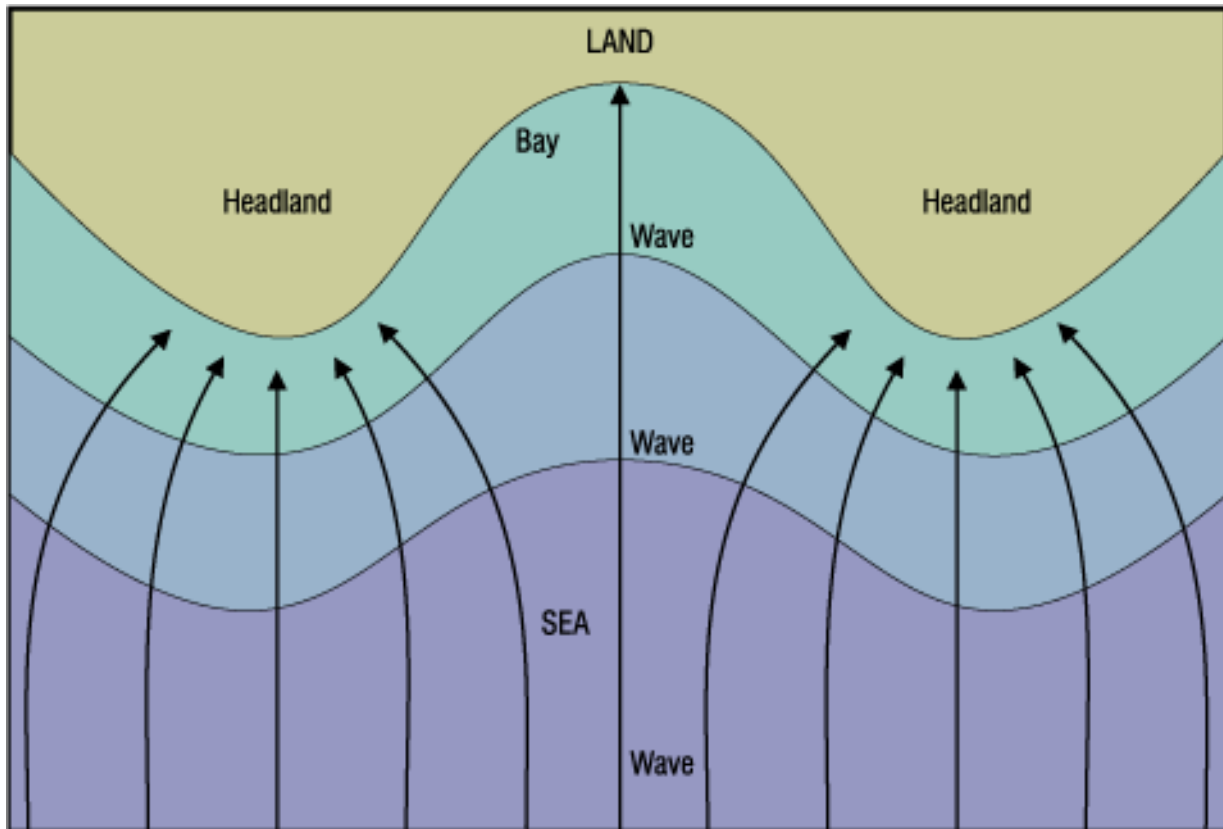


Figure 2-3 Schématisations de la réflexion des vagues – tirée de (Plummer et McGeary 1985)

2.1.2.2 Hauteur de vague

La hauteur de vagues varie en approchant le rivage. Le développement mathématique de l'équation 2.5 permet de mettre d'exprimer la hauteur de vague en fonction de la profondeur d'eau et de la longueur d'onde de la vague (Sorensen 1997). La hauteur des vagues à l'approche du rivage peut être décrit à l'aide du coefficient d'élancement. Le coefficient d'élancement représente la hauteur de la vague en fonction de la hauteur de vague en eau profonde, soit :

$$K_s = \frac{H}{H_o} \quad (2.9)$$

Où

- K_s : Coefficient d'élancement;
- H : Hauteur de vague (m);
- H_o : Hauteur de vague en eau profonde (m).

La Figure 2-4 permet de déterminer le coefficient d'élancement en fonction de la profondeur d'eau. En eau profonde, le rapport d'élancement est de 1,0. À l'approche du rivage, le rapport des hauteurs de vague diminue jusqu'à une valeur de 0.91 et ensuite augmente jusqu'à l'infini, lorsque la profondeur d'eau s'approche de zéro. Cette représentation est théorique, les vagues atteignent un point critique où la vague déferle et la hauteur d'eau chute rapidement.

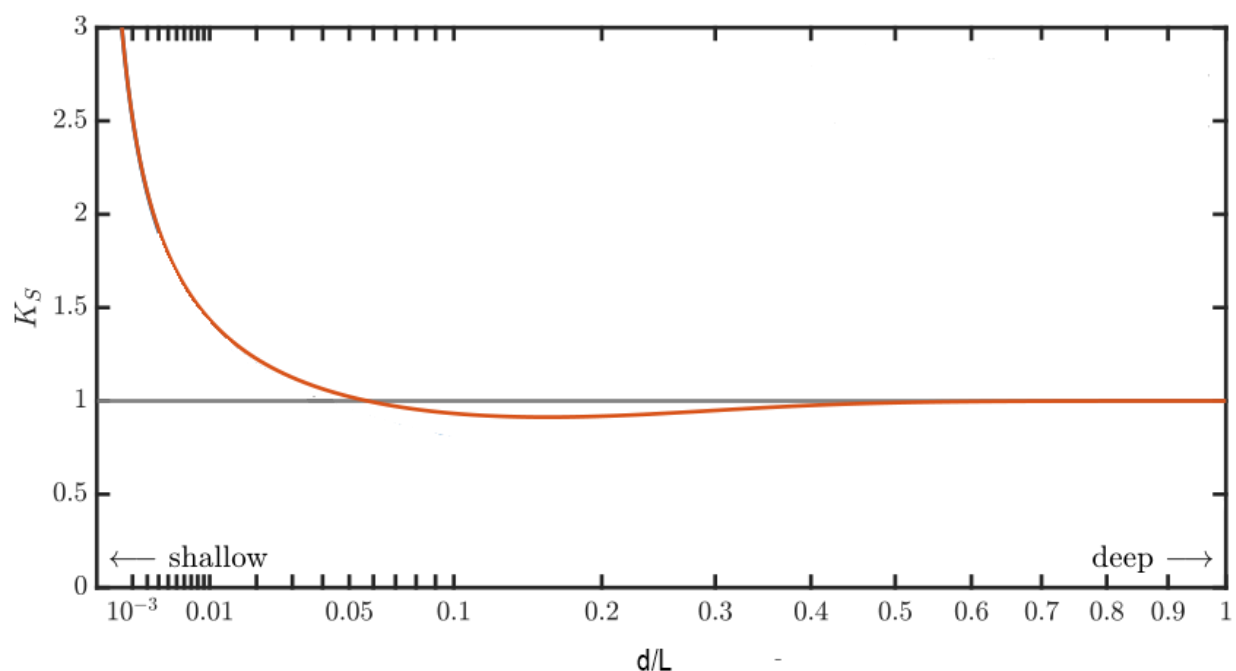


Figure 2-4 Coefficients d'élancement des vagues, tirée de (Kamphuis 2010)

2.1.3 Déferlement des vagues

En se poursuivant leur chemin en eau peu profonde, les vagues gagnent en hauteurs. Jusqu'à ce que le devant de la vague devient trop abrupt et que la vague déferle (Smith et Kraus 1991; Kamphuis 2010). Le déferlement est un phénomène principalement contrôlé par la bathymétrie, le régime de vague et la profondeur d'eau. Il est défini par une chute rapide de la hauteur de vague. Miche (Miche 1944) a été le premier à proposer un critère numérique permettant de prédire le déferlement. Le critère de Miche est en fonction de la hauteur de vague et de la longueur d'onde au moment du déferlement, soit :

$$\frac{H_b}{L_b} = 0.14 \tanh\left(\frac{2\pi d_b}{L_b}\right) \quad (2.10)$$

Où H_b : Hauteur de vague au moment du déferlement (m);
 L_b : Longueur d'onde au moment du déferlement (m);
 d_b : Profondeur d'eau au moment du déferlement (m).

Au cours des années, le déferlement a été défini par une multitude d'indicateurs. L'indice d'hauteur de déferlement (Chella, et al. 2013; Yang, et al. 2013) est une fonction de la hauteur de vague au moment du bris sur la hauteur de la vague en eau profonde, soit :

$$\Omega_b = \frac{H_b}{H_o} \quad (2.11)$$

Où Ω_b : Indice d'hauteur de déferlement
 H_b : Hauteur de vague au moment du déferlement (m);
 H_o : Longueur d'onde au moment du déferlement (m).

D'autres formulations empiriques qui ont été proposées en utilisant les paramètres de la pente de la plage, la longueur d'onde en eau profonde et la période (Yang, et al. 2013).

$$\frac{H_b}{H_o} = 2\pi * 0.42 * (H_o L_o)^{1/3} \quad (2.12)$$

$$\frac{H_b}{H_o} = s^{1/5} \left(\frac{H_o}{L_o}\right)^{-1/4} \quad (2.13)$$

Où s : Pente de la plage;
 L_o : Longueur d'onde en eau profonde (m).

Des modèles numériques ont permis de développer des indicateurs basés sur la vitesse de la surface d'eau. Comme le modèle de CFD SWAB (McCabe et al. 2013)., les concepteurs ont opté pour un indicateur de vitesse, qui compare la vitesse de l'onde à la vitesse des particules d'eau sur la face avant de la vague. La formulation est la suivante :

$$\frac{\delta\eta}{\delta t} > C_{bt}\sqrt{gd} \quad (2.14)$$

Où $\frac{\delta\eta}{\delta t}$: Vitesse de la surface de l'eau (m/s);

\sqrt{gd} : Vitesse de l'onde (m/s);

C_{bt} : Coefficient de calibration.

Toutefois, les équations 2.10 à 2.14 sont difficiles à implémenter dans un modèle numérique. Car les conditions en eau profonde et au moment du déferlement ne sont pas nécessairement connues. Pour ces raisons, l'indicateur de déferlement le plus utilisé est la profondeur de déferlement, décrit par l'équation suivante :

$$\gamma = \frac{H}{d} \quad (2.15)$$

Où γ : Profondeur de déferlement;

H : Hauteur de vague (m);

d : Profondeur d'eau (m);

La profondeur de déferlement est déterminée à partir de données expérimentales. Les résultats sont très variables. Certains auteurs ont formulé des équations en fonction de la pente de la plage et des caractéristiques en eau profonde. Toutefois, la profondeur de déferlement est majoritairement considérée comme une constante (Boussinesq 0.73, McCowan 0.78, Gwyther 0.83, Packlan 1.08) (Yang, et al. 2013; Chella, et al. 2013; Kamphuis 2010; McCabe et al. 2013; Smith et Kraus 1991).

2.1.4 Dissipation d'énergie

Suite au déferlement, la hauteur de vague et l'énergie chutent rapidement. Vue de l'extérieur de l'eau, la dissipation de l'énergie se fait en deux temps. Premièrement, une réduction brusque de la hauteur de vague, ce qui a pour effet de réduire l'énergie potentielle de la vague, mais augmente la vitesse de l'écoulement et par le fait même augmente l'énergie cinétique. Par la suite, l'écoulement tourbillonnaire réduit la vitesse de l'écoulement, réduisant ainsi l'énergie totale de la vague. Lors du déferlement, 80% de l'énergie de la vague est dissipé sur une durée d'environ 7 à 8 fois la période de la vague (Chen, et al. 1999).

Cela démontre que la rupture des vagues est un phénomène non permanent et hautement turbulent. Au moment du déferlement, l'énergie de la vague est concentrée près du sommet de la crête et une quantité importante d'énergie est projetée vers l'avant, lorsque la face avant de la vague plonge (Chella, et al. 2013). Cela génère un écoulement rotationnel et un entraînement d'air qui augmente significativement la turbulence (Yoon 2012). L'énergie est ultimement dissipée sous forme de friction.

De plus, le déferlement de la vague perturbe les conditions hydrodynamiques locales. Lorsque la vague plonge, elle introduit une composante de vitesse verticale importante, qui est ensuite détournée vers le large, à l'approche du fond. Ce qui génère des vitesses d'écoulement en direction opposée à la propagation des vagues, appelé courant de retour (Aagaard et al. 2002).

2.2 Transport sédimentaire

Dans le but de comprendre les transformations morphologiques des milieux marins, il est primordial de comprendre les processus de transport des matériaux meubles. Le transport sédimentaire se produit sous deux formes, le transport par charriage et le transport par suspension (Ribberink 1998; C. T. Yang 1996).

2.2.1 Charriage

Le transport par charriage représente le débit solide au fond de l'eau. Les particules charriées par l'eau roulent sur le fond mobile ou font de petits sauts d'un ordre de grandeur comparable au diamètre de la particule. La littérature regorge d'équations empiriques permettant de calculer les conditions de mise en mouvement des sédiments et le débit solide. Les sédiments sont mis en mouvement par les forces de traînée et de portance appliquées par l'écoulement. Les indicateurs de mise en mouvement peuvent être définis comme la contrainte de cisaillement, le débit liquide, la vitesse moyenne de l'eau et la pente d'énergie (C. T. Yang 1996). Le critère de mise en mouvement le plus utilisé est la contrainte de cisaillement, telle que décrite par Shields (Shields 1936). Shields a tout d'abord défini la contrainte de cisaillement critique τ_c , qui est la limite à partir de laquelle les sédiments sont transportés par l'écoulement. Le diagramme de Shields est originalement un graphique qui est décrit par les équations suivantes (Van Rijn 1993) :

$$\theta_c = \frac{\tau_{cr}}{(\rho_s - \rho)gD_{50}} \quad (2.16)$$

$$\theta_c = \begin{cases} 0,24D_*^{-1} & \text{si } 1 < D_* < 4 \\ 0,14D_*^{-0,64} & \text{si } 4 < D_* < 10 \\ 0,04D_*^{-0,1} & \text{si } 10 < D_* < 20 \\ 0,013D_*^{0,29} & \text{si } 20 < D_* < 150 \\ 0,055 & \text{si } D_* > 150 \end{cases} \quad (2.17)$$

$$D_* = D_{50} \left(\frac{g(\rho_s - \rho)}{v^2 \rho} \right)^{1/3} \quad (2.18)$$

- Où
- θ_c : Paramètre de Shields;
 - D_* : Taille adimensionnelle des sédiments; (m)
 - τ_{cr} : Force de cisaillement critique (N/m²);
 - ρ_s : Densité des sédiments (kg/m³);
 - ρ : Densité de l'eau (kg/m³);
 - D_{50} : Diamètre moyen des sédiments (m);
 - v : Viscosité de l'eau (m²/s).

En se basant sur le critère de mise en mouvement de Shields, plusieurs équations de calcul du débit solide ont été proposées. La majorité des équations ont comme hypothèses que le débit solide est nul lorsque le cisaillement est inférieur à la force de cisaillement critique. Les équations sont généralement sous la forme suivante :

$$q_s = A * (\tau - \tau_{cr})^B \quad (2.19)$$

- Où
- q_s : Débit solide ;
 - τ : Force de cisaillement sur le fond (N/m²);
 - τ_{cr} : Force de cisaillement critique (N/m²);

A, B : Paramètre de calibration.

Le débit solide est dans la direction de l'écoulement. Ce type de formule est utilisé pour représenter le débit solide causé par un écoulement permanent et uniforme.

2.2.2 Transport en suspension

Le transport en suspension réfère aux sédiments qui sont gardés en suspension dans l'écoulement, au-dessus de la zone de charriage. Le débit solide des matières en suspension est défini mathématiquement par l'intégrale du produit de la concentration de sédiment et de la vitesse de l'eau, entre la surface de l'eau et la zone de charriage (C. T. Yang 1996).

$$q_s = \int_a^\eta \bar{u}(z) * \bar{c}(z) dz \quad (2.20)$$

Où

- q_s : Débit solide;
- a : Limite supérieure de la zone de charriage;
- η : Élévation de la surface de l'eau ;
- \bar{u} : Vitesse moyenne de l'écoulement à l'élévation z ;
- \bar{c} : Concentration moyenne de sédiment à l'élévation z .

Pour bien décrire le débit solide, il faut connaître les profils de vitesse et de concentration des sédiments en suspension. Plusieurs équations existent pour décrire la variation de la vitesse en fonction de la profondeur (Graf et Altinakar 1998). Le profil de vitesses est couramment décrit par une équation logarithmique, de la forme suivante :

$$\frac{u(y)}{u_*} = \frac{1}{\kappa} \ln \left(\frac{y}{k_s} \right) + B_r \quad (2.21)$$

Où

- $u(z)$: Vitesse de l'écoulement à l'élévation z ;
- u_* : Vitesse de frottement ;
- κ : Constante de Karman, 0,41;

- z : Élévation par rapport au fond;
 k_s : Rugosité équivalente;
 B_r : Constante d'intégration [2,2;8,5].

La concentration de sédiment le long du profil vertical s'avère plus complexe à définir. La concentration de sédiment est une fonction du cisaillement, de la turbulence de l'écoulement et la profondeur d'eau. Les équations typiquement utilisées calculent la concentration relative de sédiment par rapport à la concentration de sédiment en suspension à la fin de la zone de charriage (Rouse 1937), sous la forme :

$$\frac{C(z)}{C_a} = \left(\frac{h-z}{z} \frac{a}{d-a} \right)^Z \quad (2.22)$$

$$Z = \omega / \kappa u_* \quad (2.23)$$

- Où
- $C(z)$: Concentration de sédiment à l'élévation z ;
 C_a : Concentration de sédiment à l'élévation a ;
 d : Profondeur d'eau;
 z : Élévation par rapport au fond;
 ω : Vitesse de chute des particules;
 κ : Constante de Karman, 0,41;
 u_* : Vitesse de frottement;
 a : Hauteur de la zone de charriage.

Vanoni (Vanoni 1946) démontre que l'équation 2.22 représente adéquatement le profil de concentration des sédiments en régime permanent et uniforme. La Figure 2-5, tirée du livre de Yang (C. T. Yang 1996), présente les distributions de sédiment en suspension en fonction des propriétés des sédiments et de l'écoulement, tel que défini à l'équation 2.22. L'équation 2.23 caractérise le rapport entre les forces de turbulence ascendante et les forces de gravités descendantes.

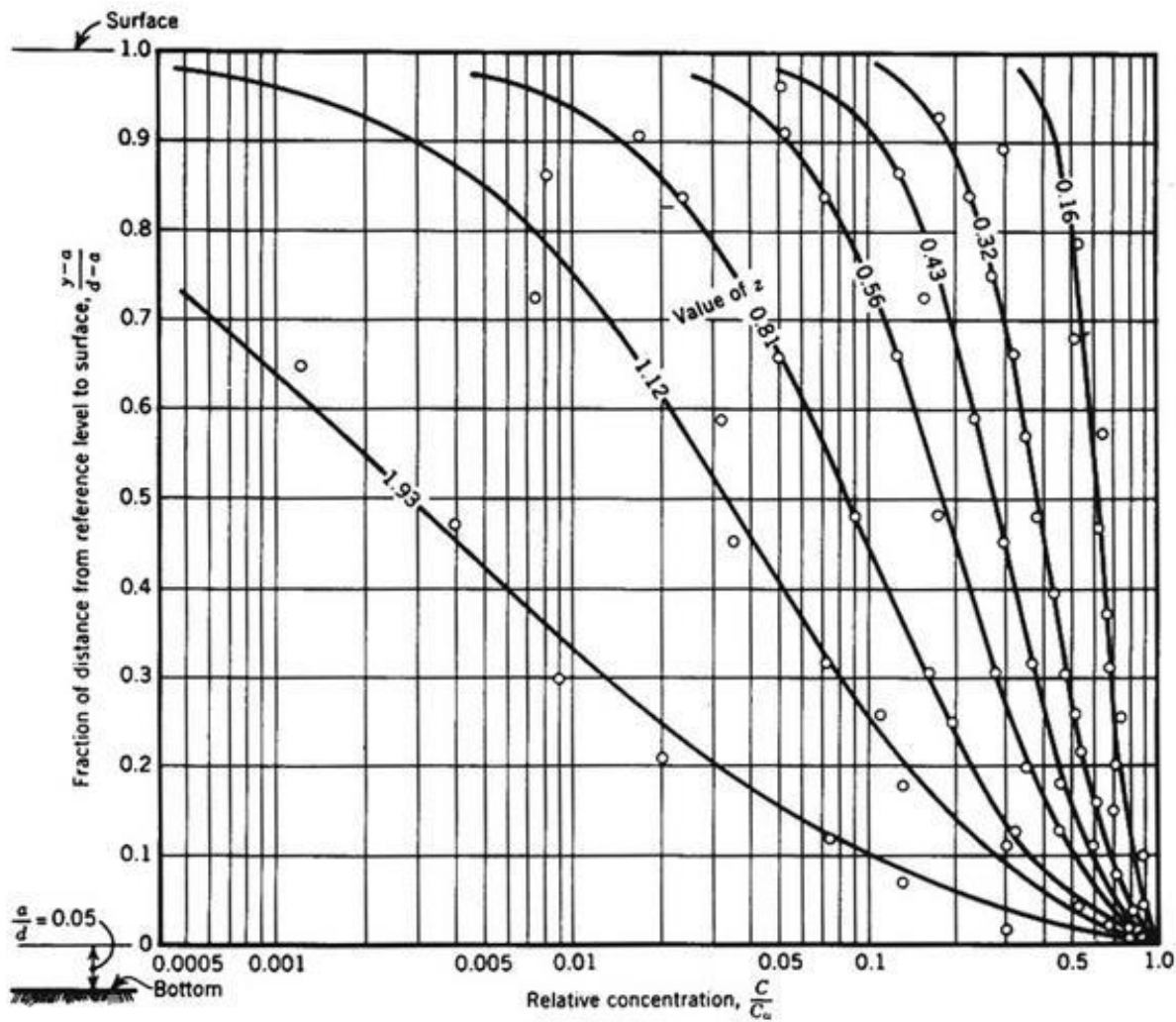


Figure 2-5 Comparaison de l'équation de Rouse (1937) et des mesures de Vanino (1946), tirée de (C. T. Yang 1996)

La concentration de sédiment est définie comme une fraction de la concentration de référence C_a . La littérature regorge de formulation pour calculer la concentration de référence (Einstein 1950; Engelund et Fredsoe 1976; Smith et McLean 1977; Itakura et Kishi 1980). La concentration de référence est majoritairement définie comme une fonction de la force de cisaillement et de la contrainte limite de Shields. Toutefois, il y a autant d'élévation de référence (a) que de formule de concentration de référence. Les principaux paramètres contrôlant la hauteur de référence sont la profondeur d'eau, de la taille des sédiments et de la rugosité du fond (Garcia et Parker 1991). Van Rijn a proposé une formulation semblable aux autres équations fréquemment utilisées (van Rijn L. C., 1984). La concentration de référence est décrite comme suit :

$$C_a = 0,0015 \frac{D_{50}}{a} \frac{T^{1,5}}{D_*^{0,3}} \quad (2.24)$$

$$T = \frac{(\tau - \tau_{cr})}{\tau_{cr}} \quad (2.25)$$

- Où
- D_{50} : Diamètre médian des sédiments;
 - a : Demi-hauteur de la rugosité du lit de rivière;
 - T : Contrainte de cisaillement normalisée;
 - D_* : Taille adimensionnelle des particules de Shields (éq. 2.21);
 - τ : Contrainte de cisaillement appliquer au fond;
 - τ_{cr} : Contrainte de cisaillement critique de Shields (éq. 2.19).

Le transport en suspension est aussi défini en fonction de critère de mise en mouvement de Shields, tout comme le charriage.

2.2.3 Transport de sédiment en région côtière

Le transport sédimentaire en milieu côtier est fortement affecté par les vagues et les marées. Elles génèrent des courants oscillatoires, un déphasage temporel, une discontinuité dans le profil vertical de vitesse et une augmentation de la turbulence.

2.2.3.1 Effet du courant oscillatoire

Comme il est mentionné à la section 2.1.2, le passage des vagues engendre un mouvement cyclique des particules d'eau. L'eau est accélérée dans la direction de propagation des vagues au passage de la crête, puis en sens inverse au passage du creux. Cela augmente le cisaillement au fond de l'eau et introduit un déphasage entre la mise en mouvement et le transport sédimentaire.

Les contraintes de cisaillement au fond de l'eau sont variables dans le temps et dans l'espace. Les équations de Shields (2.19 à 2.22) ont été actualisées pour prendre en compte l'augmentation du cisaillement par les vagues. Le cisaillement effectif est défini comme une combinaison linéaire de la composante uniforme et de la composante variable (Ribberink 1998) (L. C. van Rijn 2007), sous la forme :

$$\tau_{eff} = A\tau_c + B\tau_w \quad (2.26)$$

Où τ_{eff} : Force de cisaillement effectif;
 τ_w : Force de cisaillement appliquée par le courant oscillatoire;
 τ_c : Force de cisaillement appliquée par l'écoulement uniforme;
 A, B : Paramètre de calibration.

La direction du transport solide est aussi une problématique importante, puisque la direction du courant oscillatoire s'inverse à toutes les demi-périodes de vague. Des approches théoriques ont été proposées pour considérer la fluctuation de l'écoulement dans le calcul de débit solide. Par exemple, l'équation du débit solide par charriage de Shields a été modifiée pour y incorporer la fluctuation des vitesses dans le temps (L. C. van Rijn 2007). L'équation de Shields modifiée prend la forme suivante :

$$q_s(t) = A * (|\tau_{eff}(t)| - \tau_c)^B * \frac{\overline{\tau_{eff}}(t)}{|\tau_{eff}(t)|} \quad (2.27)$$

Où q_s ; Débit solide;
 τ_{eff} : Force de cisaillement effective sur le fond;
 τ_c : Force de cisaillement appliquée par l'écoulement uniforme;
 A, B : Paramètre de calibration.

L'équation 2.27 demande une puissance de calcul considérable, puisque la discrétisation temporelle devrait être inférieure à la période de la vague pour bien représenter la variation du débit. De plus, la forme du fond marin peut engendrer un délai entre la mise en mouvement des sédiments et le transport (Van Rijn, et al. 2013; Zheng, et al. 2014). Le mouvement cyclique des vagues a tendance à créer des ondulations des fonds sableux. Des mesures ont démontré que dans certaines conditions, l'écoulement en direction du rivage génère des vortex au-dessus des ondulations (van der Werf, et al. 2007). Ces vortex déclenchent une importante mise en suspension des sédiments à proximité du fond marin. Toutefois, les concentrations maximales sont atteintes au moment où la direction de l'écoulement s'inverse. Bien que les vitesses soient plus faibles en direction du large, le transport sédimentaire y est plus important. Donc la magnitude et l'orientation

du transport sédimentaire dépendent de la forme du fond marin. L'équation 2.27 ne permet pas de prendre en considération le décalage temporel occasionné par le courant oscillatoire.

Pour ces raisons, les formulations les plus utilisées pour le transport par charriage et le transport en suspension sont respectivement sous la forme des équations 2.16 et 2.19. Toutefois, les paramètres de calibration sont ajustés pour mieux représenter les courants oscillatoires. Le cisaillement appliqué sur le fond considère le cisaillement effectif engendré par le courant et par les vagues tel que présenté à l'équation 2.26 (Nielsen et Callaghan 2003). Ainsi, les équations de transport solide négligent les composantes reliées au déphasage temporel du transport sédimentaire et calcul les débits solides moyens sur une longue durée.

2.2.3.2 Courant de retour

Le courant de retour est un phénomène observé dans les cas de vagues déferlantes. Le courant de retour est en direction opposé aux vagues et se situe à proximité du fond marin. Le courant provient de l'interaction entre les vagues déferlantes et la morphologie locale. En appliquant la conservation de la quantité de mouvement, Svendsen (Svendsen 1984) a démontré que les particules d'eau située entre la crête et le creux se déplacent vers le rivage et que les particules situées entre le creux et le fond se dirigent vers le large. La profondeur du courant de retour dépend fortement de la hauteur des vagues et de la profondeur d'eau. Toutefois, il est clair que la profondeur du courant de retour est supérieure à l'épaisseur de la zone de charriage. Ainsi, le courant de retour a un effet sur le charriage et le transport en suspension. La Figure 2-6 schématise la variation de la pression et des contraintes dans la colonne d'eau.

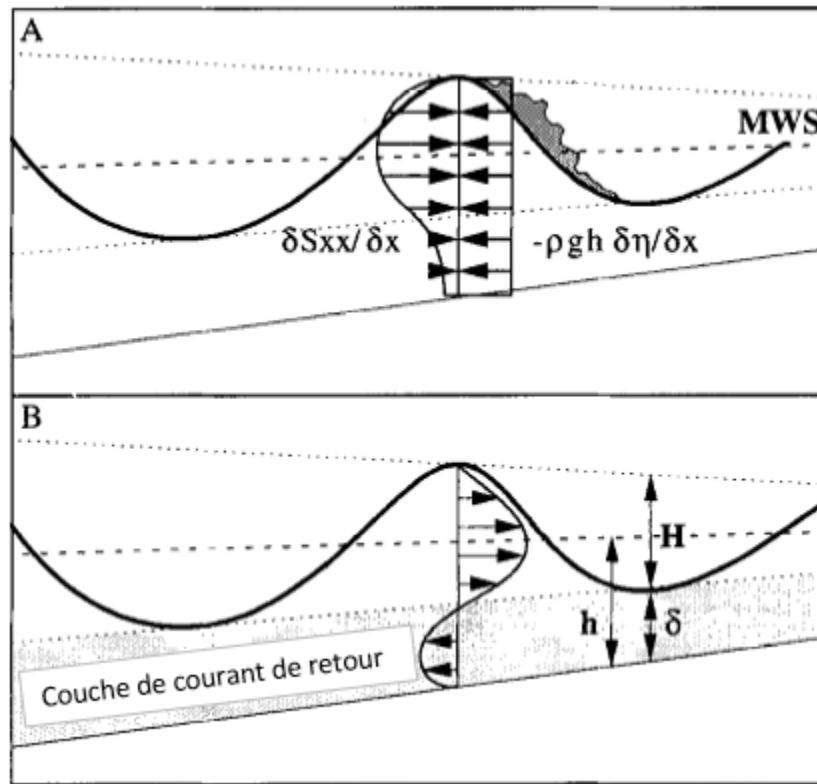


Figure 2-6 Illustration des pressions contrôlant le courant de retour, tirée de (Aagaard, Black et Greenwood 2002)

Le courant de retour telle qu'illustré à la Figure 2-6 a été observé et documenté (L. C. van Rijn 2007; Aagaard et al. 2002). Les mesures démontrent que la vitesse du courant de retour est principalement corrélée avec la hauteur significative des vagues. La vitesse est maximale tout juste avant que les vagues déferlent (Masselink et Black 1995). La vitesse du courant de retour est approximée par la relation suivante :

$$\bar{U} \propto \frac{\Delta H^2 / \Delta x}{h} = \gamma^2 \frac{\Delta h}{\Delta x} = \gamma^2 \tan \beta \quad (2.28)$$

- Où
- \bar{U} : Vitesse du courant de retour;
 - H: Hauteur de vague;
 - x : Distance perpendiculaire à la côte;
 - h : Profondeur d'eau;
 - γ : Hauteur relative des vagues.

L'équation 2.28 est valide pour de petites distances perpendiculaires à la côte, où la pente ($\Delta h/\Delta x$) et la hauteur relative des vagues ($\gamma=H/h$) peuvent être considérées constantes. Cela démontre que le courant de retour varie considérablement dans l'espace et dans le temps.

2.3 Sommaire

La revue de littérature a démontré que le transport sédimentaire en milieu côtier est un phénomène complexe. Les équations de transport sédimentaire doivent être calibrées en fonction des conditions météorologiques, hydrodynamiques et géologiques des sites étudiés. De plus, le débit solide est soumis à de fortes variations spatiale et temporelle.

CHAPITRE 3 DYNAMIQUE CÔTIÈRE DE LA PLAGE DE POINTE-AUX-LOUPS

Dans le cadre de ce projet de recherche, l'intérêt sera porté sur la plage de Point-aux-Loups au nord-ouest de l'archipel des Îles-de-la-Madeleine.

Les Îles-de-la-Madeleine sont un regroupement de huit îles dans le golfe du Saint-Laurent. Dont sept sont reliées entre elles par de minces bancs de sable, aussi appelés cordons dunaires ou tombolos. La route provinciale 199 relie les différentes municipalités des Îles-de-la-Madeleine. Pour ce faire, elle a été construite sur les cordons dunaires. Toutefois, les changements morphologiques des cordons dunaires mettent en péril l'intégrité des infrastructures routières assurant le lien entre les municipalités des Îles-de-la-Madeleine. Pour cette raison, le Gouvernement du Québec a entrepris de protéger les infrastructures routières. WSP (WSP 2014) et l'UQAR (Bernatchez, et al. 2010) ont étudié les paramètres physiques et météorologiques contrôlant les changements morphologiques de la plage de Pointe-aux-Loups. Ainsi, ce chapitre a pour but de faire une revue des caractéristiques géologiques, atmosphériques et morphologiques du secteur de Pointe-aux-Loups.

3.1 Géologie du secteur de Pointe-aux-Loups

La région à l'étude est formée des falaises rocheuses de l'île de Pointe-aux-Loups et de tombolo longeant le cordon dunaire au nord-est de Pointe-aux-Loups. Le cordon dunaire reliant les îles de Pointe-aux-Loups et la Grosse Île est simplement un dépôt sédimentaire reliant les deux îles adjacentes. Une étude des données historiques a montré que ces cordons dunaires subissent d'importants changements morphologiques (Bernatchez, et al. 2010).

La bathymétrie de la plage de Pointe-aux-Loups est caractérisée par la présence de quatre cordons pré littoraux, parallèles au rivage. Les cordons pré littoraux, aussi appelés barres de sable, sont des rehaussements notables du relief sous-marin. Les barres contrôlent le déferlement des vagues à proximité du rivage. D'autre part, la formation et la migration des barres sont principalement dues au déferlement des vagues. L'interdépendance entre les cordons pré littoraux et le régime des vagues met en évidence l'importance du relief sous-marin sur l'hydrodynamique et le transport sédimentaire.

Les cordons pré littoraux se forment près du rivage et sont transportés vers le large par l'effet des vagues déferlantes. Cette migration vers le large représente le transport d'un grand volume de sédiment vers le large. Dans la région de Pointe-aux-Loups, les barres de sables sont observées jusqu'à une distance de 800 et 1000 m de la rive, ce qui correspond dans le cas de Pointe-aux-Loups à une profondeur de fermeture d'environ 9 m. Les mesures ont montré que les barres ont une vitesse moyenne de 10 m par an, ce qui représente un cycle de vie de plus de 80 ans (WSP 2014).

3.2 Phénomènes atmosphériques du secteur de Pointe-aux-Loups

Le transport sédimentaire dans la région de Point-aux-Loups est fortement influencé par les phénomènes atmosphériques. La localisation des Îles-de-la-Madeleine, ainsi que les conditions météorologiques du golfe du Saint-Laurent créent des conditions favorables à la formation de fortes vagues. Les principaux facteurs sont l'exposition au vent, les tempêtes et les changements climatiques.

L'exposition au vent est définie par le fetch, soit la distance sans obstacle sur laquelle le vent souffle au-dessus du plan d'eau. Le fetch est un paramètre important de la modélisation du climat de vague. Un long fetch représente une longue distance de contact entre les vents et la surface de l'eau. Ce qui a pour effet de créer des vagues avec un haut niveau d'énergie. Dans le cas de la plage de Pointe-aux-Loups, les vents des secteurs nord à ouest ont un fetch variant entre 160 et 430 km. Notons que les vents en provenance du nord-ouest, soit un angle variant entre 310 et 330°, ont des fetchs supérieurs 250 km. Les conditions géographiques, des Îles-de-la-Madeleine et plus particulièrement la plage de Pointe-aux-Loups, les exposent à de très fortes vagues.

Les tempêtes sont la principale source de transport sédimentaire dans le secteur de Pointe-aux-Loups. La combinaison de forts vents et de basses pressions atmosphériques génèrent des vagues de grande amplitude et une surélévation du plan d'eau. Ce qui augmente l'emprise de l'eau sur la plage et la quantité de sédiments transportés vers le large. Dans le secteur de Pointe-aux-Loups, les tempêtes générant de fortes vagues sont majoritairement observées durant l'automne et l'hiver.

Selon le service canadien des glaces (WSP 2014), le secteur de Pointe-aux-Loups était couvert de glace en moyenne du 29 janvier au 2 avril, entre les années 1981 et 2010. De plus, au cœur de l'hiver plus de 90% de la superficie du Golf Saint-Laurent est recouvert de glace. Ce couvert de

glace a pour effet d'empêcher les vagues de déferler sur les plages. Toutefois, les changements climatiques dans la région du golfe du Saint-Laurent réduisent la protection naturelle à l'érosion.

Les changements climatiques ont comme impact le rehaussement du niveau d'eau et d'augmentation la température. Le rehaussement du niveau d'eau augmente l'emprise de l'eau sur la plage et augmente la vulnérabilité des dunes aux vagues. Il est aussi prévu que la hausse des températures réduira la durée du couvert de glace de 40 à 45 jours, ce qui représente 60 à 70 % de la durée de la couverture (Senneville et Saucier 2007). Cette réduction du couvert de glace réduit considérablement la protection de la plage de Pointe-aux-Loups face aux tempêtes hivernales.

3.3 Processus morphologiques du secteur de Pointe-aux-Loups

Les caractéristiques géologiques et les phénomènes atmosphériques sont les facteurs ayant le plus influences sur le transport sédimentaire. Les campagnes de mesures de WSP (WSP 2014) ont permis de décrire le transport sédimentaire dans le secteur de Pointe-aux-Loups. Cette section du rapport a pour but de présenter les principaux patrons de transport sédimentaire et leurs influences sur les changements morphologiques au sein de la cellule hydrosédimentaire de Pointe-aux-Loups.

La géologie du rivage dans le secteur de la plage de Pointe-aux-Loups crée deux cellules hydrosédimentaires distinctes, la cellule de Fatima est située au sud-ouest de l'île de Pointe-aux-Loups et la cellule hydrosédimentaire de Pointe-aux-Loups situé entre l'île de Pointe-aux-Loups et Grosse-Île. Les falaises rocheuses de Pointe-aux-Loups créent une discontinuité de la ligne de côte, limitant les échanges sédimentaires entre les cellules hydrosédimentaires. À l'intérieur de la cellule sédimentaire de Pointe-aux-Loups, le transport sédimentaire est décomposé en deux composantes le transport littoral et le transport transversal.

3.3.1 Transport littoral

Le transport littoral est la composante de transport sédimentaire parallèle à la ligne de côte. Le débit solide est fonction de la morphologie de la plage et du régime de vague, soit la hauteur des vagues au moment du déferlement, l'angle d'incidence et la période. Le transport littoral est une composante importante du transport sédimentaire à proximité du rivage et, par le fait même, influence significativement le mouvement de la ligne de côte. Toutefois, ce vecteur de transport sédimentaire a un impact limité sur le mouvement des barres de sables.

La côte de la cellule de Pointe-aux-Loups est majoritairement linéaire et orientée dans l'axe sud-ouest, nord-est. La géométrie de la plage combinée avec les fortes vagues en provenance du secteur sud-ouest à nord-ouest engendre un transport littoral essentiellement orienté vers le nord-est, soit en direction de Grosse-Île. Les falaises rocheuses en amont de la cellule hydrosédimentaire représentent une faible source de sédiment. Les mesures faites par UQAR (Bernatchez, et al. 2010) entre 2005 et 2008 démontrent que le transport littoral crée une érosion de la plage, caractérisé par le recul du trait de côte sur la majorité de la cellule hydrosédimentaire, d'une moyenne de 1,3m/an. Les sédiments sont transportés vers le nord-est, où une accrétion est observée au Cap du Dauphin.

3.3.2 Transport transversal

Le transport transversal se produit dans l'axe perpendiculaire à la ligne de côte. Le taux de transport est fonction du déferlement des vagues et de la bathymétrie locale. La direction du transport sédimentaire est variable dans la colonne d'eau, telle que mentionnée dans le chapitre 2. La composante transversale du transport sédimentaire est le facteur dominant pour le mouvement des barres de sables.

Le taux et la direction du transport sédimentaire sont fonction du régime des vagues et la bathymétrie, cela explique l'importante fluctuation temporelle et spatiale du transport sédimentaire transversal. Deux séries de mesures des profils transversaux ont été faites sur les plages du secteur de Pointes-aux-Loups, afin d'observer les variations de la bathymétrie sur différents intervalles de temps. La première série de mesure caractérise le transport sédimentaire moyen entre les années 1997 et 2012, et la seconde entre octobre et décembre 2012.

La théorie du profil à l'équilibre stipule que durant le cycle annuel, les plages sont sujettes à une phase destructive et constructive. Les hautes vagues déferlant sur les plages durant l'automne et l'hiver favorisent les courants de retour et le transport sédimentaire vers le large. Alors que les conditions plus douces durant le printemps et l'été favorisent le transport sédimentaire en direction de la rive. Sous des conditions optimales, le profil de plage pourrait théoriquement osciller à l'intérieur du cycle annuel, tout en conservant son volume de sédiment.

L'analyse du mouvement des barres a permis de calculer un recul moyen des barres des sables de 10 m/an. En considérant une distance de fermeture de 800 m. Le cycle de vie des barres de sables est estimé à environ 80 ans. Toutefois, le relevé des profils transversaux entre les mois d'octobre

et de décembre 2012 ont montré que le mouvement des barres sur une période de quelques mois en comparable au déplacement observé en plus de 15 ans. Ces observations démontrent qu'un très grand volume de sédiments est transporté vers le large, durant les tempêtes hivernales. Le transport transversal est la composante la plus influente sur les changements morphologiques de la plage de Pointe-aux-Loups.

CHAPITRE 4 MÉTHODOLOGIE

La modélisation des changements morphologiques est effectuée en quatre étapes. Premièrement, la présentation du logiciel Delft-3D. Deuxièmement, la description des conditions de simulation et des principales contraintes de modélisation. Troisièmement, la préparation du domaine numérique et des simulations à l'aide du logiciel Delft-3D. Finalement, la modélisation du transport sédimentaire et l'analyse de sensibilité des paramètres prépondérants dans le calcul des débits solides.

4.1 Logiciel Delft-3D

Deltares a développé le logiciel Delft-3D, une suite de modules multi disciplinaires permettant la résolution les équations de Navier-Stokes, afin d'étudier les écoulements en milieu côtier, en rivière et en estuaire. Plus précisément, Delft-3D peut simuler les écoulements fluides, le transport sédimentaire, les vagues, la qualité de l'eau et les changements morphologiques. Dans le cadre de ce projet de recherche, le module hydrodynamique (Delft-3D FLOW) et le module de vagues (Delft-3D WAVE) seront couplés, pour modéliser les changements morphologiques de la plage de Pointe-aux-Loups.

4.1.1 Équations hydrodynamiques

Delft-3D FLOW est un modèle hydrodynamique capable de simuler les écoulements non permanents et le transport sédimentaire. Le logiciel utilise un maillage curviligne, dans lequel les coordonnées sur le plan horizontal sont décrites par les variables ξ - η et la coordonnée verticale est σ .

Delft-3D résout l'équation de conservation de la masse et les équations de conservation de la quantité de mouvement dans le plan horizontal, afin de calculer l'accélération de l'écoulement dans le plan horizontal. L'équation de conservation de la masse est définie comme suit (Delft-3D-FLOW 2014):

$$\frac{\delta \zeta}{\delta t} + \frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\delta \left((d + \zeta) U \sqrt{G_{\eta\eta}} \right)}{\delta \xi} + \frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\delta \left((d + \zeta) U \sqrt{G_{\xi\xi}} \right)}{\delta \eta} = (d + \zeta) Q \quad (4.1)$$

- Où
- ξ, η : Coordonnées horizontales dans le système curviligne;
 - d : Profondeur d'eau (m);
 - Q : Débit de la source ou du puit (m³/s);
 - $\sqrt{G_{\xi\xi}}$: Coefficient de transformation des coordonnées curvilignes à rectangulaires (m);
 - $\sqrt{G_{\eta\eta}}$: Coefficient de transformation des coordonnées curvilignes à rectangulaires (m);
 - U : Vitesse moyenne dans la direction ξ ;
 - ζ : Niveau d'eau (m).

Les équations de conservation de la quantité de mouvement dans le plan horizontal sont décrites par (Delft-3D-FLOW 2014) :

$$\begin{aligned} \frac{\delta u}{\delta t} + \frac{u}{\sqrt{G_{\xi\xi}}} \frac{\delta u}{\delta \xi} + \frac{v}{\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\delta u}{\delta \eta} + \frac{w}{d + \zeta} \frac{\delta u}{\delta \sigma} - \frac{v^2}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\delta \sqrt{G_{\eta\eta}}}{\delta \xi} + \frac{uv}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\delta \sqrt{G_{\xi\xi}}}{\delta \eta} \\ - fv = -\frac{1}{\rho_0 \sqrt{G_{\xi\xi}}} P_\xi + F_\xi + \frac{1}{(d + \zeta)^2} \frac{\delta}{\delta \sigma} \left(v_V \frac{\delta u}{\delta \sigma} \right) + M_\xi \end{aligned} \quad (4.2)$$

$$\begin{aligned} \frac{\delta v}{\delta t} + \frac{u}{\sqrt{G_{\xi\xi}}} \frac{\delta v}{\delta \xi} + \frac{v}{\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\delta v}{\delta \eta} + \frac{w}{d + \zeta} \frac{\delta v}{\delta \sigma} + \frac{uv}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\delta \sqrt{G_{\eta\eta}}}{\delta \xi} - \frac{u^2}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\delta \sqrt{G_{\xi\xi}}}{\delta \eta} \\ - fu = -\frac{1}{\rho_0 \sqrt{G_{\eta\eta}}} P_\eta + F_\eta + \frac{1}{(d + \zeta)^2} \frac{\delta}{\delta \sigma} \left(v_V \frac{\delta v}{\delta \sigma} \right) + M_\eta \end{aligned} \quad (4.3)$$

- Où
- ξ, η : Coordonnées horizontales dans le système curviligne;
 - σ : Coordonnée verticale dans le système curviligne;
 - d : Profondeur d'eau (m);
 - F_ξ : Flux de mouvement turbulent (m/s²);
 - F_η : Flux de mouvement turbulent (m/s²);

- f : Paramètre de Coriolis (fréquence interne) (1/s);
 M_ξ : Source ou puit de quantité de mouvement en direction ξ (kg*m/s);
 M_η : Source ou puit de quantité de mouvement en direction η (kg*m/s);
 P_ξ : Gradient de pression hydrostatique en direction ξ (kg/(m²s²));
 P_η : Gradient de pression hydrostatique en direction η (kg/(m²s²));
 $\sqrt{G_{\xi\xi}}$: Coefficient de transformation des coordonnées curvilignes à rectangulaires (m);
 $\sqrt{G_{\eta\eta}}$: Coefficient de transformation des coordonnées curvilignes à rectangulaires (m);
 u : Vitesse de l'écoulement en direction ξ (m/s);
 v : Vitesse de l'écoulement en direction η (m/s);
 w : Vitesse de l'écoulement en direction verticale (m/s);
 ζ : Niveau d'eau (m).

Le modèle hydrodynamique permet de modéliser les écoulements bidimensionnels (2D) et quasi tridimensionnels (quasi-3D). Les modélisations quasi-3D considèrent comme hypothèse que les dimensions dans le plan horizontal sont significativement plus importantes que la profondeur d'eau. Cette simplification implique que la gravité est la seule composante d'accélération verticale. Considérant cette hypothèse, il est possible de remplacer l'équation de quantité de mouvement verticale par l'équation de pression hydrostatique. Ainsi, la vitesse verticale est calculée à partir de l'équation de conservation de la masse (Delft-3D-FLOW 2014) :

$$\begin{aligned}
 \frac{\delta \zeta}{\delta t} + \frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\delta \left((d + \zeta) u \sqrt{G_{\eta\eta}} \right)}{\delta \xi} + \frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\delta \left((d + \zeta) v \sqrt{G_{\xi\xi}} \right)}{\delta \eta} + \frac{\delta w}{\delta \sigma} \\
 = (d + \zeta)(q_{in} - q_{out})
 \end{aligned} \tag{4.4}$$

- Où ξ, η : Coordonnées horizontales dans le système curviligne;
 σ : Coordonnée verticale dans le système curviligne;

- d : Profondeur d'eau (m);
- $\sqrt{G_{\xi\xi}}$: Coefficient de transformation des coordonnées curvilignes à rectangulaires (m);
- $\sqrt{G_{\eta\eta}}$: Coefficient de transformation des coordonnées curvilignes à rectangulaires (m);
- u : Vitesse de l'écoulement en direction ξ (m/s);
- v : Vitesse de l'écoulement en direction η (m/s);
- w : Vitesse de l'écoulement en direction verticale (m/s);
- q_{in} : Débit de la source locale par unité de volume (1/s);
- q_{out} : Débit du puit local par unité de volume (1/s);
- ζ : Niveau d'eau (m).

4.1.2 Équations de turbulence

Le logiciel Delft-3D utilise le modèle de turbulence k-epsilon. Les deux variables du modèle sont l'énergie cinétique turbulente (κ) et la dissipation turbulente (ϵ). Les équations résolues par Delft-3D sont les suivantes (Delft-3D-FLOW 2014) :

$$\begin{aligned} \frac{\delta\kappa}{\delta t} + \frac{u}{\sqrt{G_{\xi\xi}}} \frac{\delta\kappa}{\delta\xi} + \frac{v}{\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\delta\kappa}{\delta\eta} + \frac{w}{(d+\zeta)} \frac{\delta\kappa}{\delta\sigma} \\ = \frac{1}{(d+\zeta)^2} \frac{\delta}{\delta\sigma} \left(D_\kappa \frac{\delta\kappa}{\delta\sigma} \right) + P_\kappa + P_{\kappa w} + B_\kappa - \epsilon \end{aligned} \quad (4.5)$$

$$\begin{aligned} \frac{\delta\epsilon}{\delta t} + \frac{u}{\sqrt{G_{\xi\xi}}} \frac{\delta\epsilon}{\delta\xi} + \frac{v}{\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\delta\epsilon}{\delta\eta} + \frac{w}{(d+\zeta)} \frac{\delta\epsilon}{\delta\sigma} \\ = \frac{1}{(d+\zeta)^2} \frac{\delta}{\delta\sigma} \left(D_\epsilon \frac{\delta\epsilon}{\delta\sigma} \right) + P_\epsilon + P_{\epsilon w} + B_\epsilon - c_{2\epsilon} \frac{\epsilon^2}{\kappa} \end{aligned} \quad (4.6)$$

Où	ξ, η :	Coordonnées horizontales dans le système curviligne;
	σ :	Coordonnée verticale dans le système curviligne;
	B_κ :	Flux de transport de l'équation d'énergie cinétique turbulente (m^2/s^3);
	B_ε :	Flux de transport de l'équation de dissipation de l'énergie cinétique turbulente (m^2/s^4);
	$c_{2\varepsilon}$:	Constante de calibration;
	d :	Profondeur d'eau (m);
	P_ε :	Terme de production en transport de l'équation de dissipation de l'énergie cinétique turbulente (m^2/s^4);
	P_κ :	Terme de production en transport d'énergie cinétique turbulente (m^2/s^3);
	$\sqrt{G_{\xi\xi}}$:	Coefficient de transformation des coordonnées curvilignes à rectangulaires (m);
	$\sqrt{G_{\eta\eta}}$:	Coefficient de transformation des coordonnées curvilignes à rectangulaires (m);
	u :	Vitesse de l'écoulement en direction ξ (m/s);
	v :	Vitesse de l'écoulement en direction η (m/s);
	w :	Vitesse de l'écoulement en direction verticale (m/s);
	ζ :	Niveau d'eau (m);
	ε :	Dissipation de l'énergie cinétique turbulente (m^2/s^3);
	κ :	Énergie cinétique turbulente (m^2/s^2).

4.1.3 Équations de transport solide

Delft-3D contient douze formulations de transport sédimentaire non-cohésive préprogrammés. Le sommaire des équations de transport solide disponible dans le logiciel delft-3D est présenté dans la le tableau suivant :

Tableau 4-1 Liste des équations de transport solide disponible dans Delft-3D

Équation de transport	Type de transport sédimentaire	Transport par les vagues
Van Rijn (1993)	Charriage et transport en suspension	Oui
Engelund-Hansen	Transport solide total	Non
Meyer-Peter_Muller	Transport solide total	Non
General formula	Transport solide total	Non
Bijker	Charriage et transport en suspension	Oui
Van Rijn (1984)	Charriage et transport en suspension	Non
Soulsby/Van Rijn	Charriage et transport en suspension	Oui
Soulsby	Charriage et transport en suspension	Oui
Ashida-Michiue	Transport solide total	Non
Wilcock-Crowe	Charriage	Non
Gaeuman et al. laboratory calibration	Charriage	Non
Gaeuman et al. Trinity River calibration	Charriage	Non

De cette liste, quatre équations seront étudiées lors de l'étude de sensibilité présenté au chapitre 5. Toutefois, Delft-3D utilise la formulation de Van Rijn (1993) comme équation de transport

sédimentaire par défaut. Van Rijn (1993) a décomposé le transport solide en trois composantes : le transport par charriage induit par le courant (S_{bc}), le transport par charriage induit par les vagues (S_{bw}) et le transport en suspension induit par les vagues (S_{sw}). Le calcul du débit solide est fait en trois étapes. Tout d'abord, le débit solide transporté par charriage est calculé avec la formule suivante (Delft-3D-FLOW 2014) :

$$|S_b| = 0,006 \rho_s \omega_s D_{50}^{(l)} M^{0,5} M_e^{0,7} \quad (4.7)$$

$$M = \frac{v_{eff}^2}{(s-1)gD_{50}} \quad (4.8)$$

$$M_e = \frac{(v_{eff} - v_{cr})^2}{(s-1)gD_{50}} \quad (4.9)$$

$$v_{eff} = \sqrt{v_R^2 + U_{on}^2} \quad (4.10)$$

- Où
- S_b : Magnitude du transport sédimentaire par charriage (kg/(ms));
 - ρ_s : Densité des sédiments (kg/m³);
 - ω_s : Vitesse de chute des sédiments (m/s);
 - $D_{50}^{(l)}$: Diamètre médian des sédiments de classe (l) (m);
 - s : Densité relative des sédiments;
 - g : Accélération gravitationnelle (m/s²);
 - v_{cr} : Vitesse de mise en mouvement basée sur le critère de Shields (m/s);
 - v_R : Vitesse moyenne du profil vertical estimée à partir de la vitesse à proximité du fond (m/s);
 - U_{on} : Vitesse orbitale maximale au fond en direction de la côte (m/s).

Par la suite, le transport par charriage est divisé en deux composantes, soit le transport induit par le courant et le transport induit par les vagues (Delft-3D-FLOW 2014).

$$S_{bc} = \frac{S_b}{\sqrt{1 + r^2 + 2|r|\cos\varphi}} \quad (4.11)$$

$$|S_{bw}| = r|S_{bc}| \quad (4.12)$$

$$r = \frac{(|U_{on}| - v_{cr})^3}{(|v_R| - v_{cr})^3} \quad (4.13)$$

- Où
- S_{bc} : Transport sédimentaire par charriage induit par le courant (kg/(ms));
 - S_{bw} : Transport sédimentaire par charriage induit par les vagues (kg/(ms));
 - φ : Angle entre le courant et la direction de propagation des vagues;
 - ω_s : Vitesse de chute des sédiments (m/s).

La dernière étape est le calcul du transport en suspension induit par les vagues (Delft-3D-FLOW 2014).

$$S_{sw} = f_{susw}\gamma U_A L_T \quad (4.14)$$

$$U_A = \frac{U_{on}^4 - U_{off}^4}{U_{on}^3 + U_{off}^3} \quad (4.15)$$

$$L_T = 0,007\rho_s D_{50} M_e \quad (4.16)$$

- Où
- S_{sw} : Transport sédimentaire en suspension induit par les vagues(kg/(ms));
 - f_{susw} : Paramètre de calibration;
 - γ : Coefficient de déphasage;
 - U_{off} : Vitesse orbitale maximale au fond en direction du large (m/s).

Il est à noter que la direction du transport sédimentaire par charriage induit par le courant est orientée dans la direction du courant à proximité du fond, alors que les deux composantes de transport sédimentaire induit par les vagues prennent la direction de propagation des vagues.

4.2 Conditions de simulation

Les modélisations présentées dans ce mémoire sont basées sur la campagne de mesure faite par WSP (WSP 2014), en automne 2012. Afin que les simulations représentent adéquatement les observations faites lors de la campagne de mesures, les contraintes de conception du maillage et les conditions de simulations proviennent des résultats de l'étude de WSP (WSP 2014).

4.2.1 Étendue du domaine

L'étendue du domaine numérique a été dictée par la position des instruments de mesures mises en place par WSP. Les intrants du modèle sont le niveau d'eau et le régime des vagues enregistrés lors de la campagne de mesures. Durant cette campagne, des ADCP et des sondes de pression ont été installés au large de la plage de Pointe-aux-Loups, afin de mesurer le niveau d'eau et les courants marins. La Figure 4-1 présente la localisation des stations de mesure mises en place par WSP. Avec les données mesurées, WSP a généré des séries temporelles représentant le régime des vagues et la variation du niveau d'eau, à la station C. Par conséquent, afin de bien représenter les conditions limite, le domaine de calcul s'étend jusqu'au point de mesure C.

Le régime des vagues et le niveau d'eau sont enregistrés à la station de mesure C. Il a été posé comme hypothèse que les conditions limites sont uniformes à 10 km du rivage. Cependant, le régime des vagues n'est pas connu aux limites latérales du domaine. Ainsi, les frontières perpendiculaires au rivage seront considérées comme des frontières fermées. Pour réduire l'impact des conditions frontière latérales sur les résultats de modélisation, le domaine a été conçu le plus large possible. Le relevé bathymétrie fait par WSP (WSP 2014) couvre 36 km de plage. Par conséquent, le domaine numérique s'étend sur 36 km le long du rivage.

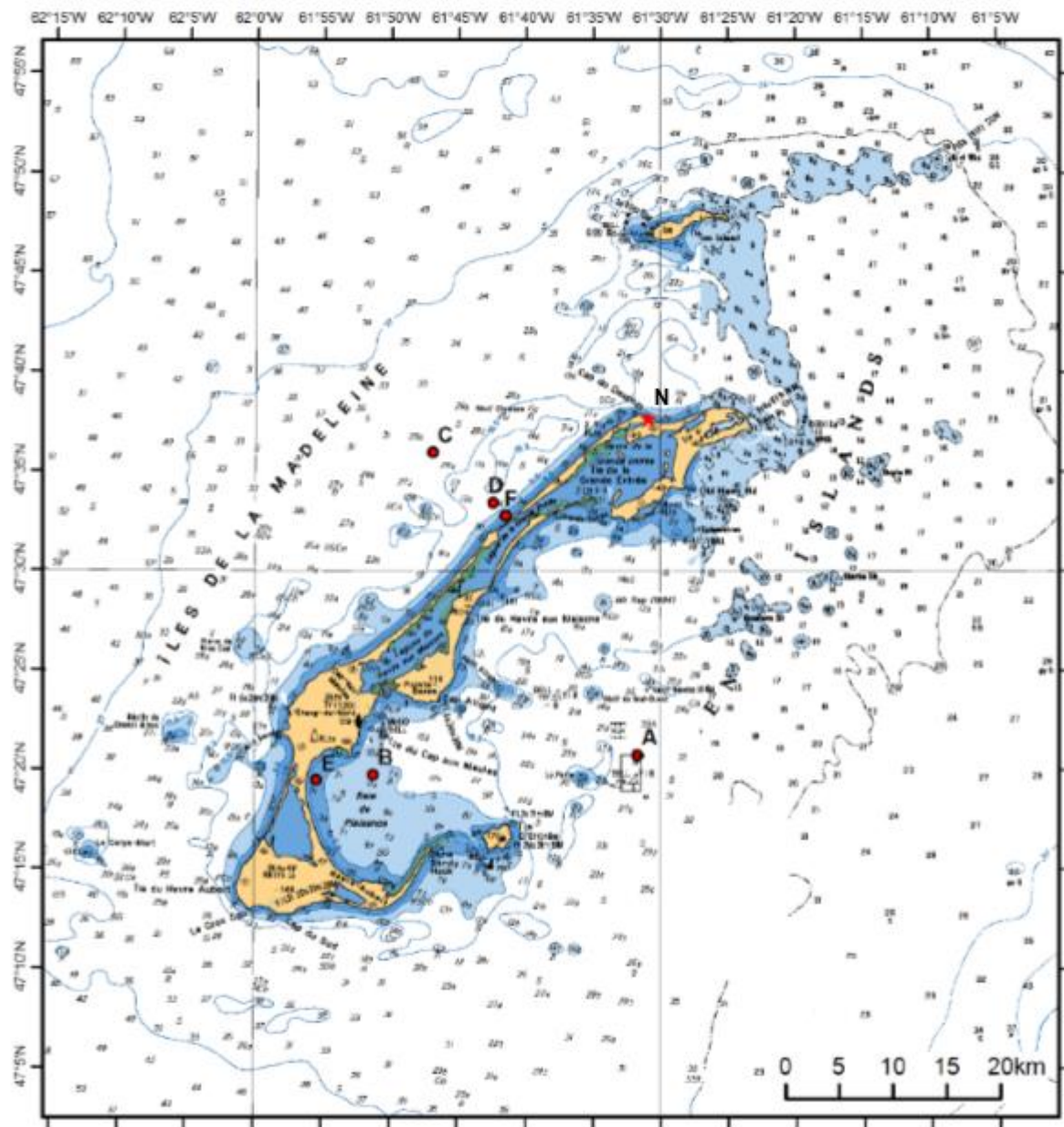


Figure 4-1 Localisation des stations de mesure, tirée de (WSP, 2014)

4.2.2 Taille du maillage

WSP (WSP 2014) a fait deux mesures de la bathymétrie de la plage de Pointe-aux-Loups, la première en octobre 2012 et la seconde en décembre 2012. Une multitude de profils de plage ont été relevés lors de la campagne de mesure, afin de suivre l'évolution des barres de sable. La Figure 4-2 présente l'un des profils de plage relevée lors de la campagne de mesure.



Figure 4-2 Profil de plage mesuré par WSP (WSP, 2014)

Une étude de sensibilité a été faite, afin de déterminer la taille maximale du maillage. Nous avons créé des maillages avec une discrétisation horizontale de 5, 10 et 15 m. Par la suite, la bathymétrie mesurée en octobre 2012 a été interpolée sur chacun des maillages. Pour terminer, les profils de plage mesurés ont été comparés aux profils de plage interpolés par les maillages. La Figure 4-3 présente les résultats de l'analyse de sensibilité des maillages à proximité des deux premières barres de sables. Il est à noter que le maillage de 15m lisse considérablement les profils de plage. Un écart de plus de 50 cm est observé entre les profils mesurés et interpolés. Les profils de plage interpolés par les maillages de 5m et 10m sont très semblables. Par conséquent, la taille des mailles sera limitée à un maximum de 10m.

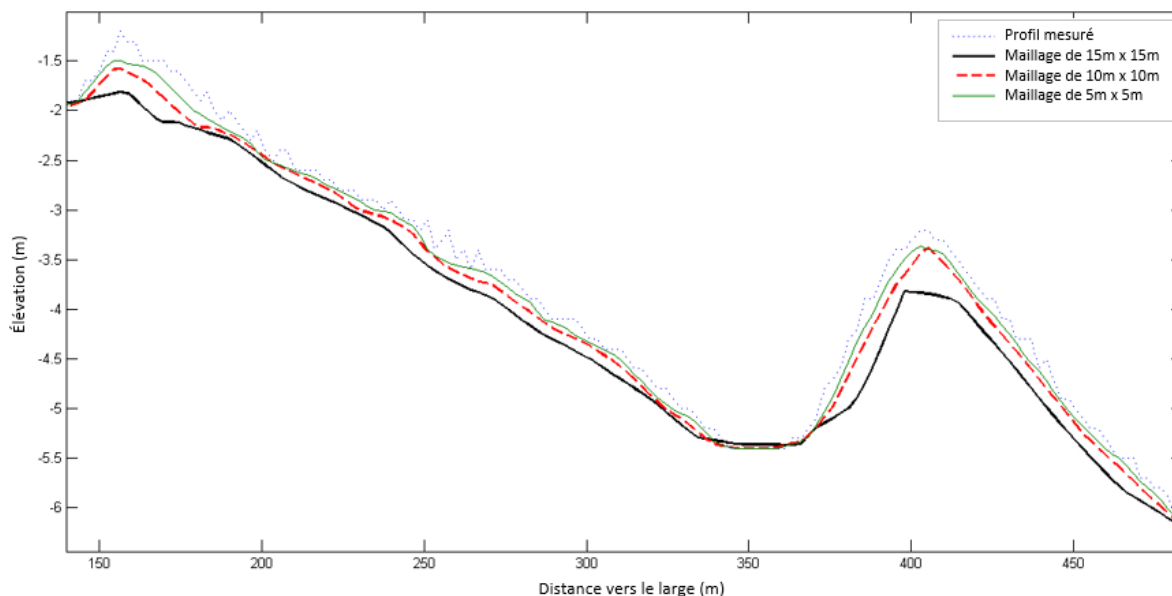


Figure 4-3 Résultats de l'analyse de sensibilité de la taille du maillage

4.2.3 Discrétisation verticale

Tel que recommandé par Deltares (Delft-3D-FLOW 2014), la modélisation des changements morphologiques sera faite à l'aide du modèle quasi-3D, afin d'optimiser la représentation des courants marins et du transport sédimentaire. Les simulations quasi-3D utilisent une discrétisation verticale particulière. La discrétisation verticale est faite dans le système de coordonnées σ , aussi appelé un domaine tridimensionnel en couche, telle que présenté à la Figure 4-4.

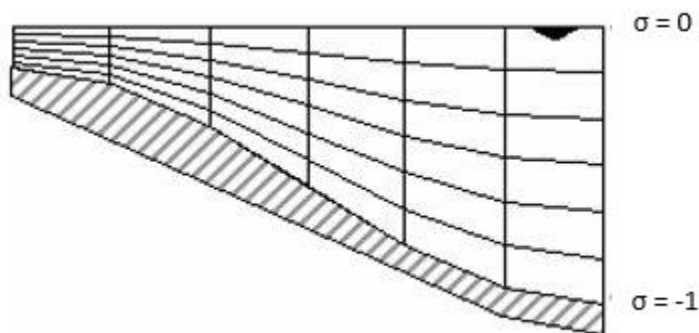


Figure 4-4 Représentation du système de coordonnées σ - tirée de (Deltares, User Manual - Delft3D-FLOW, 2014)

4.3 Préparation des simulations

La préparation des simulations consiste en deux étapes. La première étape est la conception du domaine numérique. La seconde étape est la sélection du facteur d'accélération morphologique qui sera utilisé lors des simulations.

4.3.1 Conception du domaine de calcul

Les trois contraintes de conception du domaine numérique ont été décrites à la section 4.1. Premièrement, le domaine doit s'étendre 10 km au large de la plage de Pointe-aux-Loups et doit couvrir 36 km de plage. Deuxièmement, les cellules couvrant la plage de Pointe-aux-Loups doivent avoir une dimension caractéristique maximale de 10 m. Finalement, le domaine doit être tridimensionnel. La Figure 4-5 présente la vue en plan du maillage utilisé lors des modélisations. Le raffinement progressif du maillage permet de réduire le nombre de cellules et réduit le temps de calcul.

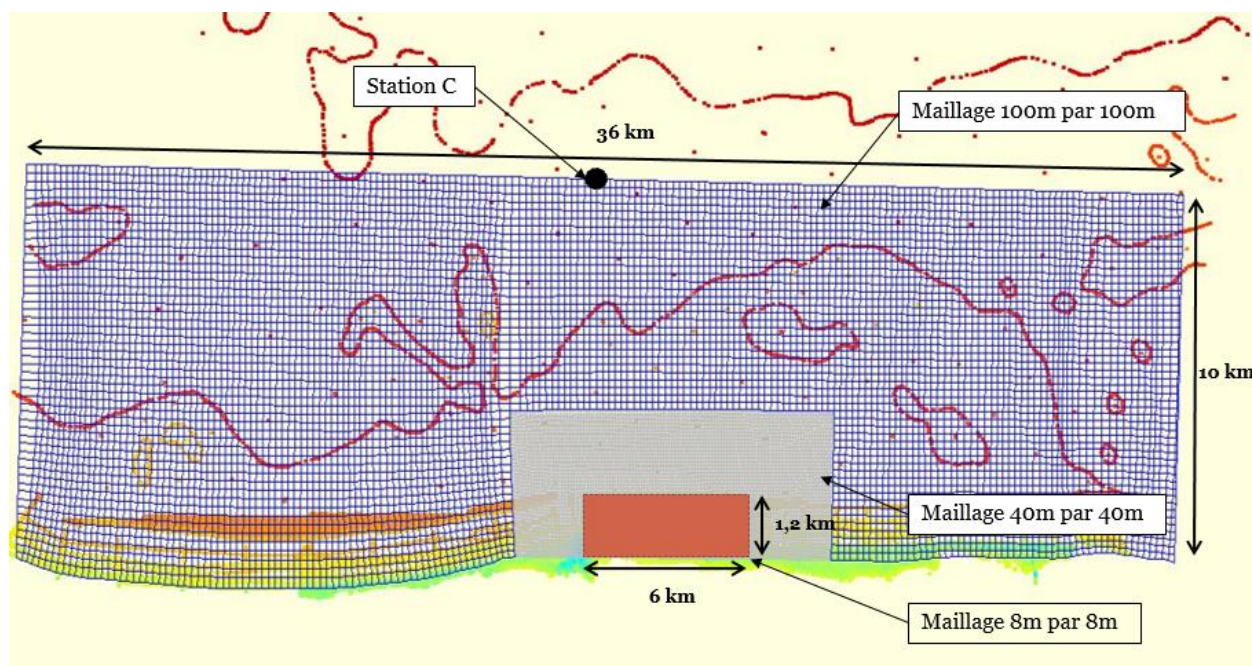


Figure 4-5 Domaine numérique

La discrétisation verticale a été faite selon les recommandations de Deltares. Puisque la problématique étudiée est le transport sédimentaire, il est recommandé d'avoir des petites cellules

à proximité du fond et d'augmenter graduellement l'épaisseur des cellules en s'approchant de la surface de l'eau. La profondeur des cellules est définie comme un pourcentage de la profondeur d'eau totale. La Figure 4-6 illustre la discrétisation verticale utilisée pour les simulations. La profondeur d'eau a été subdivisée en 8 couches, de 3%, 4,5%, 6,5%, 9%, 12,5%, 17,5%, 23,5% et 23,5%. Le tout pour un total de 100% de la profondeur d'eau.

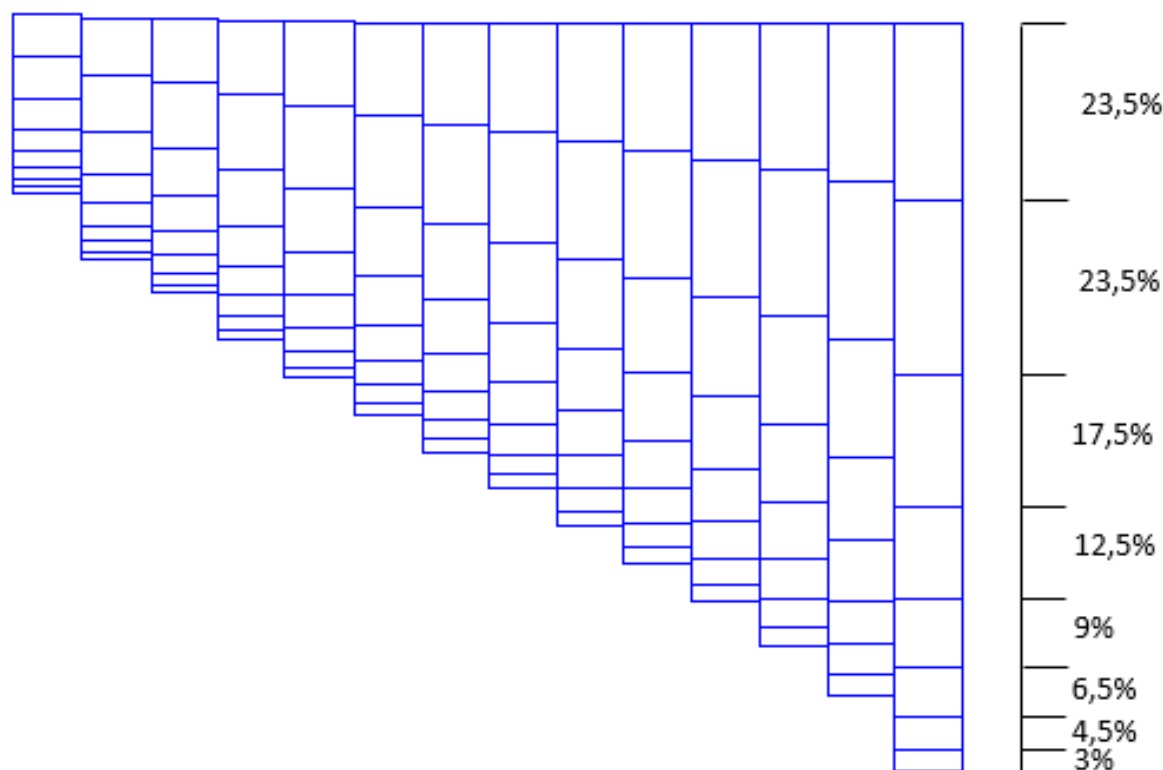


Figure 4-6 Représentation de la discrétisation verticale utilisée lors des simulations

4.3.2 Conditions frontières et initiales

Une fois le domaine numérique bâti, il faut maintenant préparer les simulations. Pour ce faire, nous devons définir les conditions limites qui seront imposées à chaque frontière du domaine numérique et les conditions initiales à l'intérieur du domaine de calcul.

Puisque les conditions hydrodynamiques sont connues uniquement au point de mesure C, seule la frontière au large se verra imposer des paramètres hydrodynamiques. Les trois autres frontières sont définies comme des conditions frontière fermées. Les paramètres imposés au large sont le

niveau d'eau est le régime des vagues. Le régime des vagues est défini par la hauteur significative, la direction et la période des vagues. Les figures 4-7 à 4-10 illustrent les variables qui seront imposées à la condition frontière, pour modéliser la tempête du 11 et 12 octobre 2012.

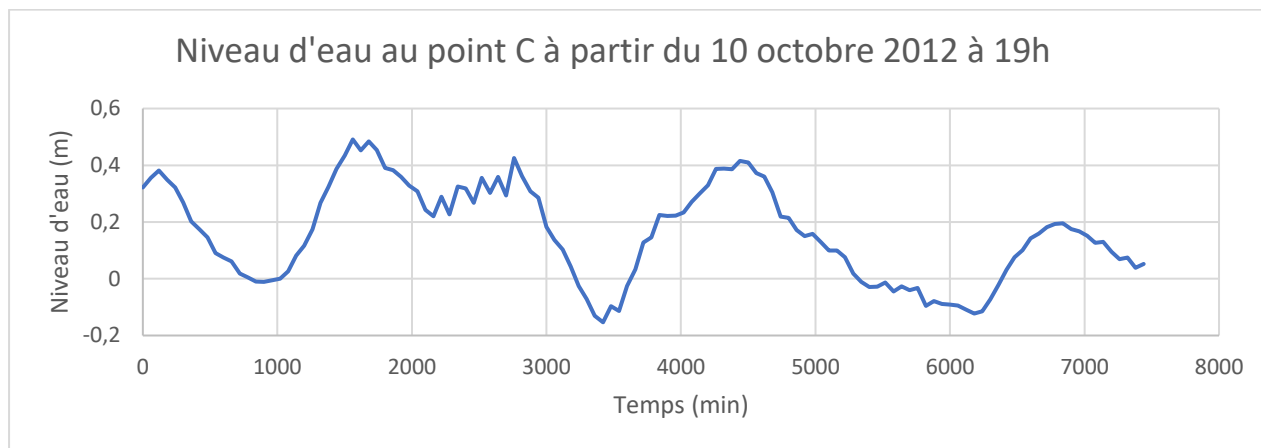


Figure 4-7 Représentation du niveau d'eau à la condition frontière

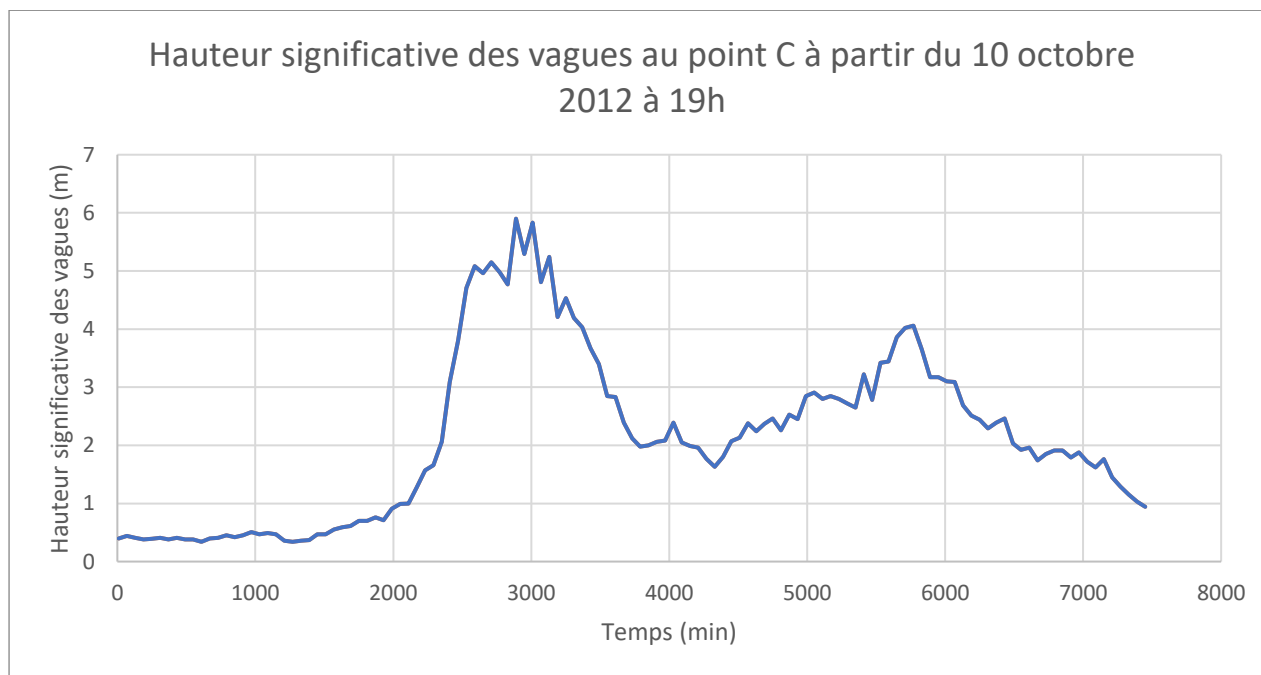


Figure 4-8 Représentation de la hauteur significative des vagues à la condition frontière

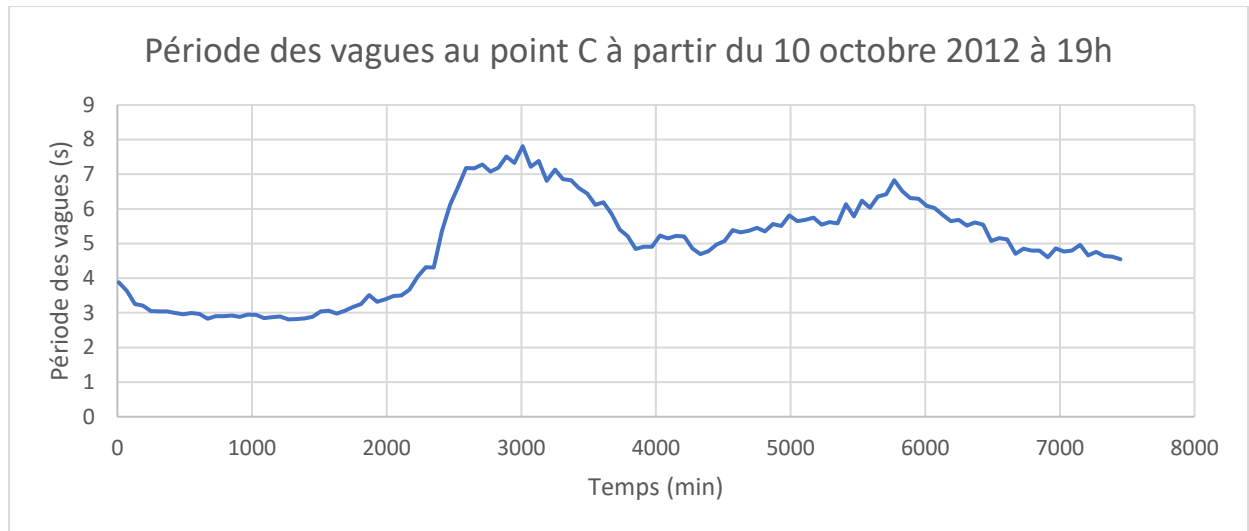


Figure 4-9 Représentation de la période des vagues à la condition frontière

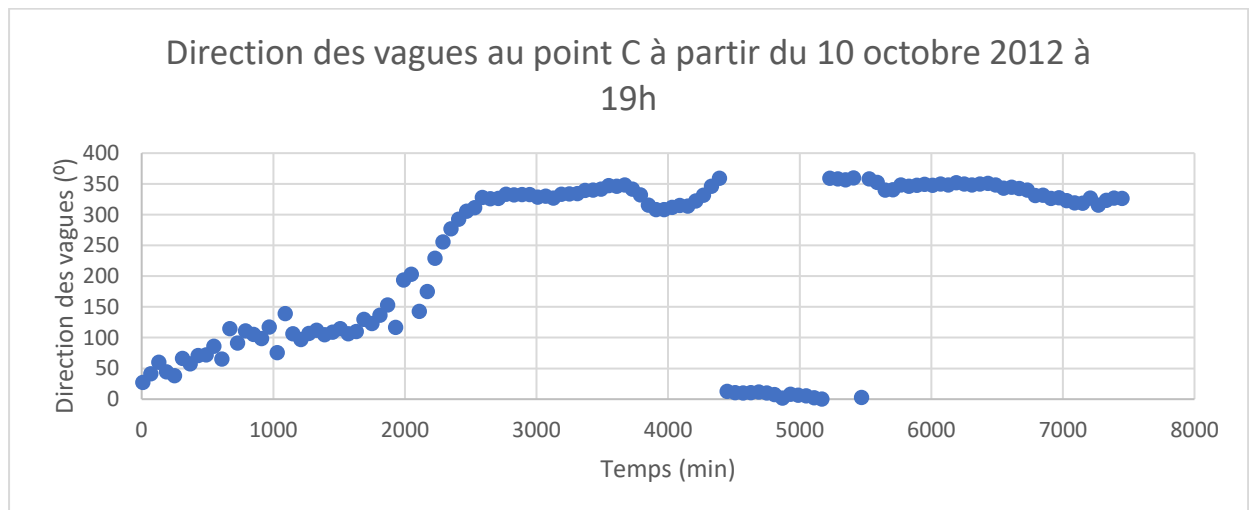


Figure 4-10 Représentation de la direction des vagues à la condition frontière

Les conditions initiales à l'intérieur du domaine sont inconnues. Toutefois, les conditions au point de mesure C sont connues sur plusieurs jours précédant la tempête. Afin de définir les conditions hydrodynamiques à l'intérieur du domaine à date du 10 octobre 2012, nous avons simulé les 48 heures précédant la tempête. Le dernier pas de temps de cette simulation a été utilisé comme conditions initiales pour la modélisation des changements morphologiques présentée au chapitre 5.

4.3.3 Calibration du facteur d'accélération morphologique

La dernière étape de préparation des simulations est la calibration du facteur d'accélération morphologique (MORFAC). Le MORFAC est un paramètre d'accélération des phénomènes d'érosion et de sédimentation. La raison d'être de ce paramètre est de réduire le temps de simulation, en réduisant la durée de l'événement. Le MORFAC multiplie le volume de sédiments érodés ou sédimentés à chaque pas de temps. Toutefois, il n'a aucun impact direct sur les débits solides et sur la concentration de sédiment en suspension. Lamothe (Lamothe et al. 2015) présente les détails de la méthodologie et les résultats de modélisation avec différentes valeurs de MORFAC.

Nous avons procédé à une étude de sensibilité du MORFAC. Pour ce faire, deux valeurs MORFAC ont été utilisées, soit 25 et 200. Par la suite, le profil de plage initial et les deux profils simulés ont été superposés, afin d'observer les changements morphologiques simulés. La Figure 4-11 présente les profils de plages résultants des simulations avec un facteur morphologique de 25 et 200. On constate que le facteur morphologique de 200 génère une sédimentation exagérée dans le haut de la plage. Près de 3 m de sable ont été déposés sur le haut de la plage, le niveau du fond marin est plus de 2m au-dessus du niveau moyen des mers. Cette sédimentation irréaliste est suivie d'un profil de plage lisse, représentant une érosion complète de tout le relief marin. Les résultats de simulation avec le facteur morphologique de 25 donnent des résultats semblables à ceux observés précédemment. La Figure 4-11 présente une sédimentation à proximité de la côte suivie d'un profil de plage très lisse, qui démontre encore une fois une très forte érosion. Toutefois, la troisième barre de sables est encore visible et il est à noter que la barre a migré vers la côte.

Les résultats de simulation démontrent qu'un facteur morphologique élevé engendre une fausse représentation des changements morphologiques lors de tempêtes. Le MORFAC a été développé pour modéliser des phénomènes cycliques tels que l'érosion par les marées. À la vue de ces résultats, il est possible de conclure que dans le contexte de ce projet de recherche, le MORFAC doit être conservé à la valeur par défaut, soit 1.

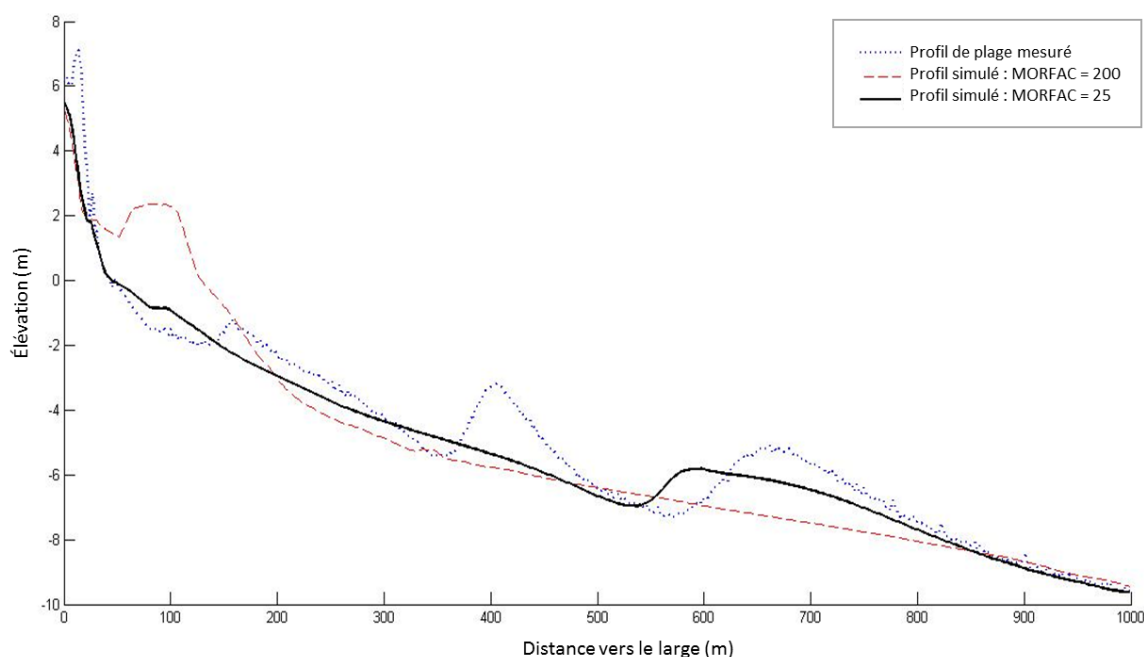


Figure 4-11 Résultats des simulations faites avec différents facteurs morphologiques

4.4 Modélisation des changements morphologiques

La modélisation des changements morphologiques est présentée dans l'article scientifique au chapitre 5. La modélisation est présentée en deux phases. La première est la simulation de l'état de référence. Les résultats sont comparés aux observations faites par WSP (WSP 2014). L'analyse de la simulation de référence sera utilisée comme base de comparaison pour l'étude de sensibilité, qui suit. La seconde phase de modélisation est l'étude de sensibilité des cinq principaux paramètres influençant le transport sédimentaire. Dans un premier temps, les résultats sont analysés en comparaison avec la simulation de référence, afin d'observer l'influence du paramètre sur l'ensemble du domaine. Par la suite, les résultats de simulation sont comparés aux relevés bathymétriques, afin d'analyser la précision des simulations. La conclusion de l'article fait un retour sur les principaux résultats et discute des forces et faiblesses du logiciel Delft-3D.

Il est à noter que tous les simulations ont été faites sur un serveur de 64Gb de mémoire vive avec des processeurs Intel Xeon CPU E5-2630-v3 @2,40 GHz. Chaque simulation a demandé sept jours de calcul. Ainsi, les seize simulations présentées dans le chapitre 5 représentent plus de quatre mois de simulation.

CHAPITRE 5 ARTICLE 1: COASTAL MORPHOLOGICAL CHANGES INDUCED BY A HIGH-INTENSITY STORM: NUMERICAL MODELING USING DELFT-3D

(Manuscript submitted for review and possible publication in Natural Hazards)

Guillaume Lamothe¹, Tew-Fik Mahdi²

¹Department of Civil, Geological and Mining Engineering, Polytechnique Mintreal, Montreal, Canada

²Professor, Department of Civil, Geological and Mining Engineering, Polytechnique Mintreal, Montreal, Canada

Abstract

This article presents the numerical modelling of morphological changes during high intensity storms with Delft-3D. The study is based on the observations made during fall 2012 on Magdalen Island in the Gulf of Saint Lawrence. Tide, wave and bathymetry data are provided by WSP (WSP 2014). The first simulation poorly estimated the erosion and accretion patterns. A sensitivity analysis of the principal parameters involved in calculating sediment flow revealed that Delft-3D is not designed to simulate wave-induced sediment transport during high intensity storms. The model does not take into account the return flow, the dominant component during high intensity storms.

5.1 Introduction

Beaches and dunes are infrastructures' last protections against the destructive power of waves. Coastal environments formed of beaches and dunes dissipate the energy coming from the sea. They normally reach an equilibrium, based on a yearly cycle (Kamphuis, 2010; Greenwood and Davidson-Arnott, 1978). During the year, the beach volume increases and decreases with the seasons. Strong winter storms erode the dunes and the beach, while the mild summer wave regime delivers sand to the upper beach. In practice, those cycles are slightly unequal, resulting in a constant evolution of the shore over a long period. A small change in the coastal environment may

unbalance those fragile cycles and generate important transformations in coastal environments. Changes such as the impact of global warming on the coastal environment and beach equilibrium have been an important subject of discussion in recent years. The combination of rising sea levels, storm intensification and rising temperature disturbs the erosion and sedimentation cycle (Bird, 1993; Nobuhisa and Hooyoung, 2012).

The sediment transport process in coastal areas is driven by waves, tides and wind, all acting on different time scales and at different intensities (Van Rijn, 2007; Van Rijn et al., 2007; Zheng et al., 2014). In coastal regions, the most often used indicator of sediment transport is monitoring the shoreline and sandbar movements, which appear on a long time scale and represent a large volume of sand. Those indicators combine all the sediment transport processes acting in the environment and can be easily observed and measured. In contrast, the transport of a single grain of sand is only visible at a microscopic level. Each wave generates a fluctuation of water velocity, inducing turbulence and shear stress on the sediment. The cyclical process occurs over the wave period and is repeated at every period. This difference in time scale and characteristic length between the particle transport and the observable result is one of the major obstacles of hydrodynamic simulations (Suzuki et al., 2007).

Hydrodynamic simulations are used in coastal engineering to estimate sedimentation and erosion patterns. Several models have been developed, ranging from shoreline simulation in 1D to fully 3D models (Larson et al., 1990; Kristensen et al., 2016; Delft3D-FLOW, 2014). Those models use a combination of physical and empirical formulas to represent the main processes driving sediment transport. The number of parameters involved in a hydrodynamic simulation grows quickly with the complexity of the model.

Many calibration tools have been developed to approximate the best set of parameters (Brière et al., 2010; Provan et al., 2014). The number of iterations and the time needed to calibrate the morphological model increase with the number of variables. Hydrodynamic numerical modelling is a powerful tool for coastal engineers, but current knowledge and technology limit the applicability of those methods.

This paper sets up an efficient morphological simulation of a practical case using Delft-3D (Delft3D-FLOW, 2014). This involves the selection of the storm, a sensitivity analysis and a critical analysis of the results.

5.2 Case Study

The site studied in this paper is the northeast coast of Magdalen Island, located in the St. Lawrence Gulf in Eastern Canada. The bathymetry covers more than 36 km of the beach. Magdalen Island is composed of seven islands linked together by four tombolos and two bridges. The erosion problem concerns a section of 4 km on the north coast of Magdalen Island called “Pointe-aux-Loups”. The beach is on the tombolo linking the two northern islands to the rest of the archipelago, as shown in Figure 5-1. Erosion threatens to destroy the only road leading to the northern islands.

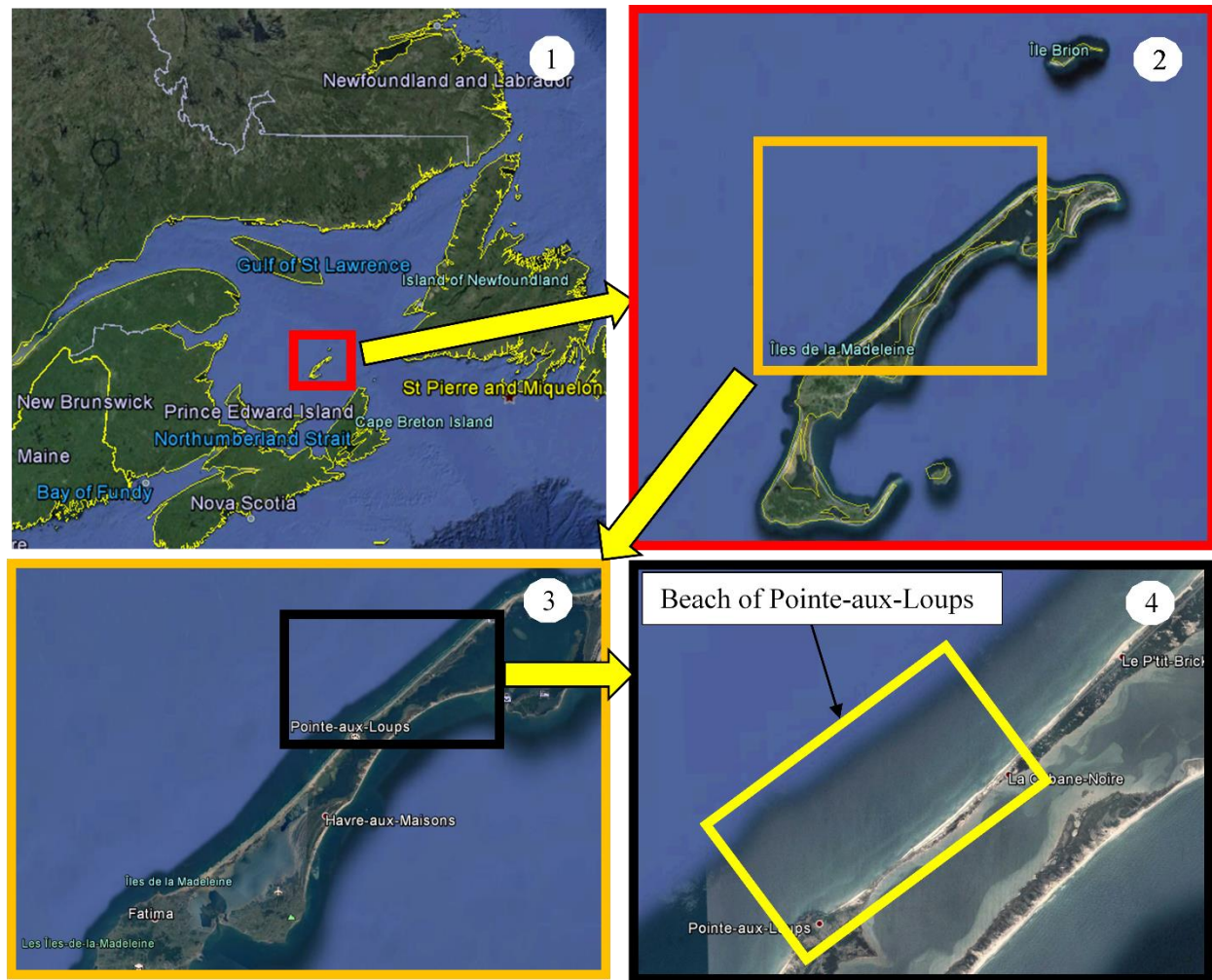


Figure 5-1 Site location

The region has already been studied by WSP (WSP 2014) and UQAR (Bernatchez et al., 2010). A description of the coastal system was developed based on previous studies and protection efforts

on the beaches between 1970 and 2013. Additionally, a measurement campaign was conducted in 2012-2013 to characterize the hydrodynamics regime on Magdalen Island.

The beach at “Pointe-aux-Loups” is a sandy beach composed of a mostly linear shoreline and three submerged sandbars. The sandbars are the result of the breaking waves. The bars are observed up to 1 km offshore, corresponding to a closure depth of approximately 9 m (WSP 2014). The documentation and site observations show that the beach and dunes are strongly impacted by the waves. Between 1970 and 1998, the Government of Quebec tried to preserve the beach in the region of “Pointe-aux-Loups” by covering the dunes with rocks. Only vestiges of those interventions were still in place in 2013. Between the years 2000 and 2013 the problematic sections of the beach were recharged with sand. In November 2012, 14,000 tons of sand were placed on a reach of 620 m. Over the 2012 winter, the storms eroded most of the sand (WSP 2014).

5.2.1 Data

In fall 2012, WSP (WSP 2014) measured bathymetry and installed two Acoustic Doppler Current Profilers (ADCPs) and a pressure sensor near “Pointe-aux-Loups”. Figure 5-2 shows the bathymetry and the instruments’ location: a pressure sensor was located at point C and two ADCPs were located at points D and F. The wind and the meteorological data were extracted from the meteorological station at the airport, 16 km southwest of “Pointe-aux-Loups”.

(WSP 2014). Figure 5-4 compares the cross-shore profiles measured in October and December 2012.

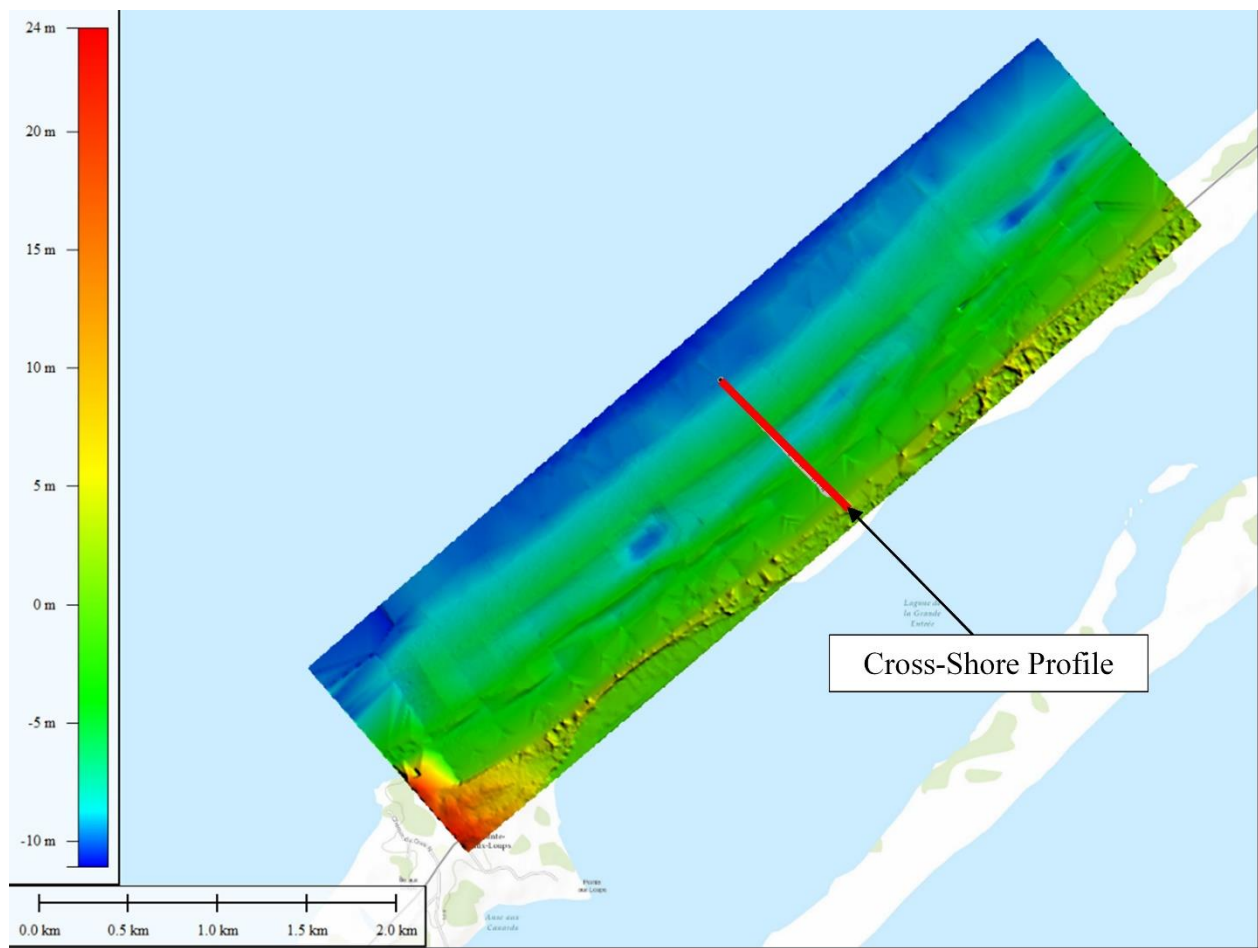


Figure 5-3 Bathymetry in the zone of interest and position of the cross-shore profile

The profile starts over the dune and goes all the way to closure depth, as shown in Figure 5-4. This allows us to see the dunes located in the first 100 m and the three sandbars. Based on the analysis by WSP (WSP 2014) and UQAR (Bernatchez et al., 2010), some key points have been identified during the events of fall 2012. First, there is significant erosion of the upper section of the beach. Between 100 and 150 m offshore, more than a meter of sand was removed. The sand eroded from the upper beach drifted between 175 and 200 m offshore. In October 2012, the sandbars were located at 250 m, 360 m and 700 m offshore. In December 2012, WSP (WSP 2014) noted an offshore migration of 20 m for the first bar, 75 m for the second and 30 m for the third bar.

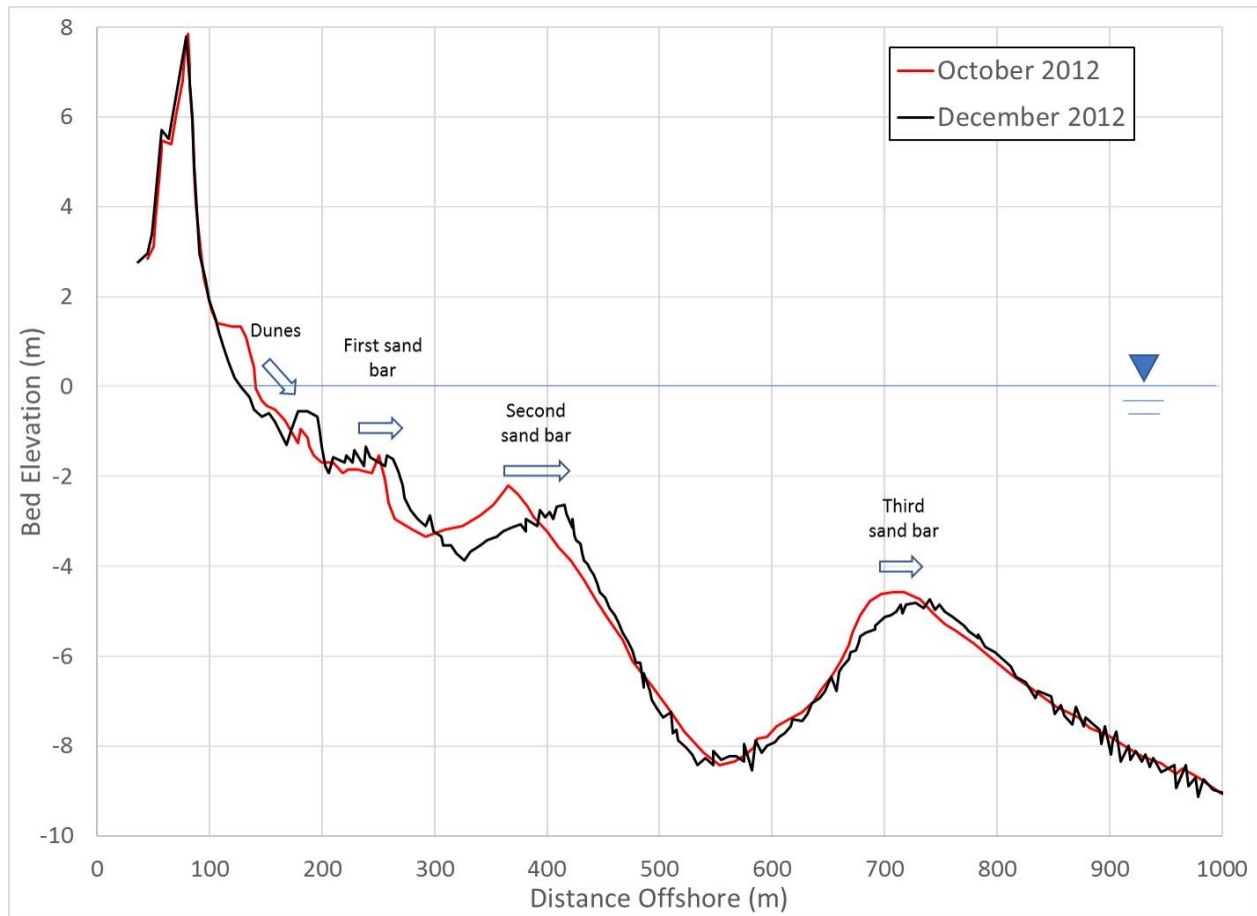


Figure 5-4 Comparison of the two WSP cross-shore profiles (WSP, 2014)

5.3 Delft-3D

Delft-3D (Deltares, Delft, Netherlands) (Delft3D-FLOW, 2014; Delft-3D-WAVE, 2014) is a fully integrated modelling software for coastal, river and estuarine applications. The hydrodynamic model allows the simulation of unsteady flow and transport phenomena, in a 2D or quasi-3D domain. In this paper, the focus will be on wave-driven currents, sediment transport and morphological change. To properly simulate the natural hydrodynamic conditions, the Delft-3D-FLOW (Delft-3D-FLOW 2014) module is coupled with the Delft-3D-WAVE module (Delft-3D-WAVE 2014).

5.3.1 Delft-3D FLOW

The Delft-3D-FLOW (Delft-3D-FLOW 2014) module is the hydrodynamic base for the Delft-3D suites. The hydrodynamic module solves the unsteady shallow water equations in two dimensions (2D) and quasi-three dimensions (quasi-3D). The three-dimensional algorithms use a multiple layer approach. In this paper, a quasi-3D model is used with eight vertical layers.

The 3D equations solved in Delft-3D-FLOW (Delft-3D-FLOW, 2014) are the non-linear shallow water equations derived from the three-dimensional Navier-Stokes equations. Only the horizontal equations of motion are solved; the vertical flow component is calculated by the continuity equation. Those equations are valid under the assumption that the depth is much less than the horizontal length scale and the vertical accelerations are small compared to gravitational acceleration. Under those conditions, the vertical momentum equation is reduced to the hydrostatic pressure relation (Delft-3D-FLOW 2014).

The hydrodynamic module includes multiple parameters which influence the sediment transport. The transport formula, the stress formula and the wave- and current-related factors were identified as the parameters with the greatest impact on sediment transport and beach morphological changes.

5.3.1.1 Transport Formula

The sediment transport module of Delft-3D (Delft3D-FLOW, 2014) includes both a bed load and a suspended load of non-cohesive sediment. To allow sediment transport, the sea bed must be defined as a boundary condition. The sediment exchange between the bottom layer and the bed is computed. The erosion, deposition and the sediment exchange flux are computed at each cell to update the bed elevation. The transport formula defines the sediment pick-up criteria and the reference concentration, the two most important variables for sediment erosion. Delft-3D offers twelve formulations (Delft-3D-FLOW 2014). From those twelve, four formulations were selected: Van Rijn (L. C. Van Rijn, Principles of Sediment Transport in Rivers, Estuaries and Coastal Seas 1993), Bijker (Bijker, 1967, 1971), Soulsby/Van Rijn (Soulsby, Dynamics of marine sands, a manual for practical applications 1997), and Ashida-Michiue (Ashida and Michiue, 1972).

Van Rijn (Van Rijn L. C., 1993) is the default formulation used in Delft-3D (Delft3D-FLOW, 2014). Van Rijn uses a reference height to separate the bed load from the suspended load. The sediment movement is based on a variation of Shield's approach. The dimensionless shear stress

considers the bed shear stress due to currents and waves. The waves' contribution to the non-dimensional bed shear stress is a function of the peak orbital velocity at the bed computed by the wave module. The critical bed shear stress is calculated with Shield's diagram.

The Bijker (Bijker, 1967, 1971) transport formulation is commonly used in coastal regions. The bed load is a function of the total bed shear stress from currents and waves. The wave-related transport is a function of wave heights, number, period and velocity, all computed by the waves model. The formulation contains a high number of empirical coefficients. In this study, all coefficients were set to their default values.

In the Soulsby/Van Rijn (Soulsby, Dynamics of marine sands, a manual for practical applications 1997) formulation, the bed and suspended loads are computed separately. This formulation is similar to Van Rijn's (Van Rijn L. C., 1993) formulation, but the major difference is the use of the critical bed velocity as a motion criterion.

Ashida-Michiue (Ashida and Michiue, 1972) developed a sediment transport relation based on total transport. Therefore, there is no separation between the bed load and the suspended load; all sediment transports are computed from a single equation. Furthermore, the wave module results are not considered as sediment transport enablers.

5.3.1.2 Stress Formula

The shear stress at the bottom layer is a nonlinear function of current and wave-induced shear stress. The stress formula allows the user to select a wave-current interaction model. Soulsby (Soulsby and al., 1993) created a parametric method to integrate eight models into a single formula (Delft-3D-FLOW 2014). Each model predicts a slightly different mean and maximum bed shear stress. The maximum bed shear stress is an important part of the incident motion criterion

Fredsoe and Huynh-Thanh (Fredsøe, 1984; Huynh-Thanh and Temperville, 1991) developed a non-linear formulation of the bed shear stress by waves. In a non-linear formulation, the wave-current interaction creates a stronger bed shear stress than the sum of the two components. Conversely, Van Rijn (Van Rijn et al., 2004) used a linear formulation, meaning that the mean bed shear stress is equal to the current-related bed shear stress, and the maximum bed shear stress is the sum of the current and wave components.

5.3.1.3 Wave Related Factor

Most transport equations treat the bed load and the suspended load separately. The wave-related factor allows users to calibrate the three transport components: S_{bc} , S_{bw} and S_{sw} , which are bed load due to current, bed load due to waves and suspended load due to waves, respectively (Delft-3D-FLOW 2014).

5.3.2 Delft-3D WAVE

Delft-3D WAVE (Delft-3D-WAVE 2014) simulates the propagation and the evolution of nearshore waves using the third-generation SWAN model (SWAN 2000). SWAN (SWAN 2000) computes random short-crested waves in coastal regions. The model accounts for the physics of the wave generation, the propagation, the transformation and the energy dissipation. The wave computation is unconditionally stable and fully spectral. SWAN (SWAN, 2000) considers the waves-current interaction if coupled with Delft-3D FLOW (Delft-3D-WAVE, 2014) and simulates the energy dissipation.

Delft-3D WAVE (Delft-3D-WAVE 2014) includes multiple parameters involved in the process of energy dissipation. The bottom friction formulation and the depth breaking index are the most influential parameters in the sediment pick-up.

5.3.2.1 Bottom Friction

In an online coupling of Delft-3D Flow and Wave (Delft3D-FLOW, 2014; Delft-3D-WAVE, 2014), the model can simulate dynamic wave-current interactions. This two-way interaction considers the effect of current on the dissipation of wave energy. Three formulations are tested: JONSWAP (Hasselmann 1974), COLLINS (Collins 1972) and MADSEN (Madsen et al., 1988).

5.3.2.2 Depth Breaking Index

The depth breaking index defines the maximum wave height H as a function of the local water depth d . Once the wave height reaches the maximum, the wave breaks and the wave height decreases rapidly. The breaking parameter strongly affects the location of the energy dissipation (Jiaxuan et al., 2013; Chella et al., 2013). The depth breaking index is the ratio of wave height to water depth. For a given wave height, a low value of γ represents a breaking point located in deep

water, while a high value of γ represents a breaking point in shallow water. The depth breaking index is an empirical formulation established by Miche (Miche 1944) as $\gamma = 0.8$. Experimental measurement of the breaker parameter gives a range between 0.6 and 1.59. The most frequently used values are between 0.73 and 0.79 (Beji and Battjes, 1993; Delft-3D-WAVE, 2014).

5.4 Results

The mesh used in this article is presented in Figure 5-5. The domain is stretched 10 km offshore, from the shoreline to station C, in order to impose the boundary conditions at the appropriate location. The hydrodynamic model uses 14 decomposed domains. Domain decomposition allows local mesh refinement in a structured mesh (Delft-3D-FLOW 2014). As shown in Figure 5-5, the cell dimensions near station C are 100 m by 100 m and the cells over the region of interest are 8 m by 8 m. The simulations were performed in quasi-3D using 8 layers. The layer depth varies between 3% and 23.5% of the water depth, with the smaller layer near the bottom to give a better representation of the sediment transport. The mesh has a total of 1,204,440 cells.

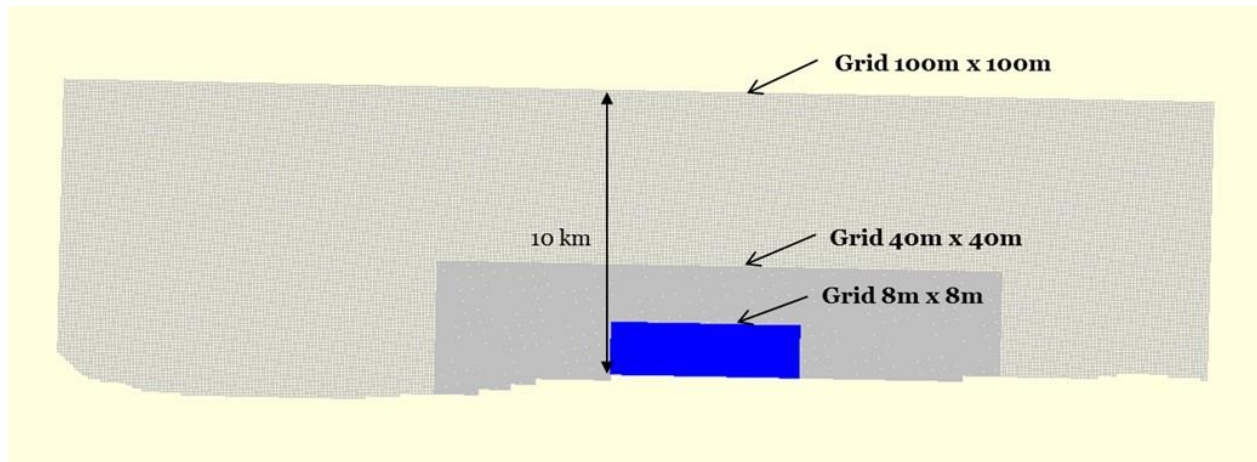


Figure 5-5 Domain decomposition and mesh size

The wave model uses a 2D nested grid (Delft-3D-WAVE 2014). The nested mesh covers the same area and the same grid size as that used in the hydrodynamic model. The three meshes have a total of 199,800 cells.

5.4.1 Event Selection

WSP (WSP 2014) and UQAR (Bernatchez et al., 2010) report multiple storms during the fall of 2012. The storm of October 11th to 14th is identified as the strongest recorded event on the “Pointe-aux-Loups” beach. Wind speeds over 50 km/h combined with a low-pressure system resulted in wave height reaching 5.83 m, the largest waves recorded between October and December 2012.

The simulations are time-intensive. To reduce computational time, only the storm of October 11th to 14th was simulated, but an additional twelve hours were simulated before and after the storm, to make sure that the hydrodynamics and the sediment concentration were well represented. The simulation started on October 10th and ended on October 15th.

Since the simulation was reduced to a 5-day event, it is impossible to directly compare the simulation results with the measurements of December 2012. However, clear transport patterns were identified that can be used for qualitative analysis.

5.4.2 Simulation

The first simulation was done with the Delft-3D (Delft3D-FLOW, 2014; Delft-3D-WAVE, 2014) default setting, except that the wave- and current-related factors were reduced. Prior simulations (Lamothe et al., 2015) showed that the model creates unrealistic accretion near the shoreline. To reduce this onshore sediment transport, the wave- and current-related factors were set to 0.1 instead of 1.0.

The simulation started on October 10th. The initial bathymetry is shown in Figure 5-6 and 5-7. Figure 5-7 presents the bathymetry in the zone of interest.

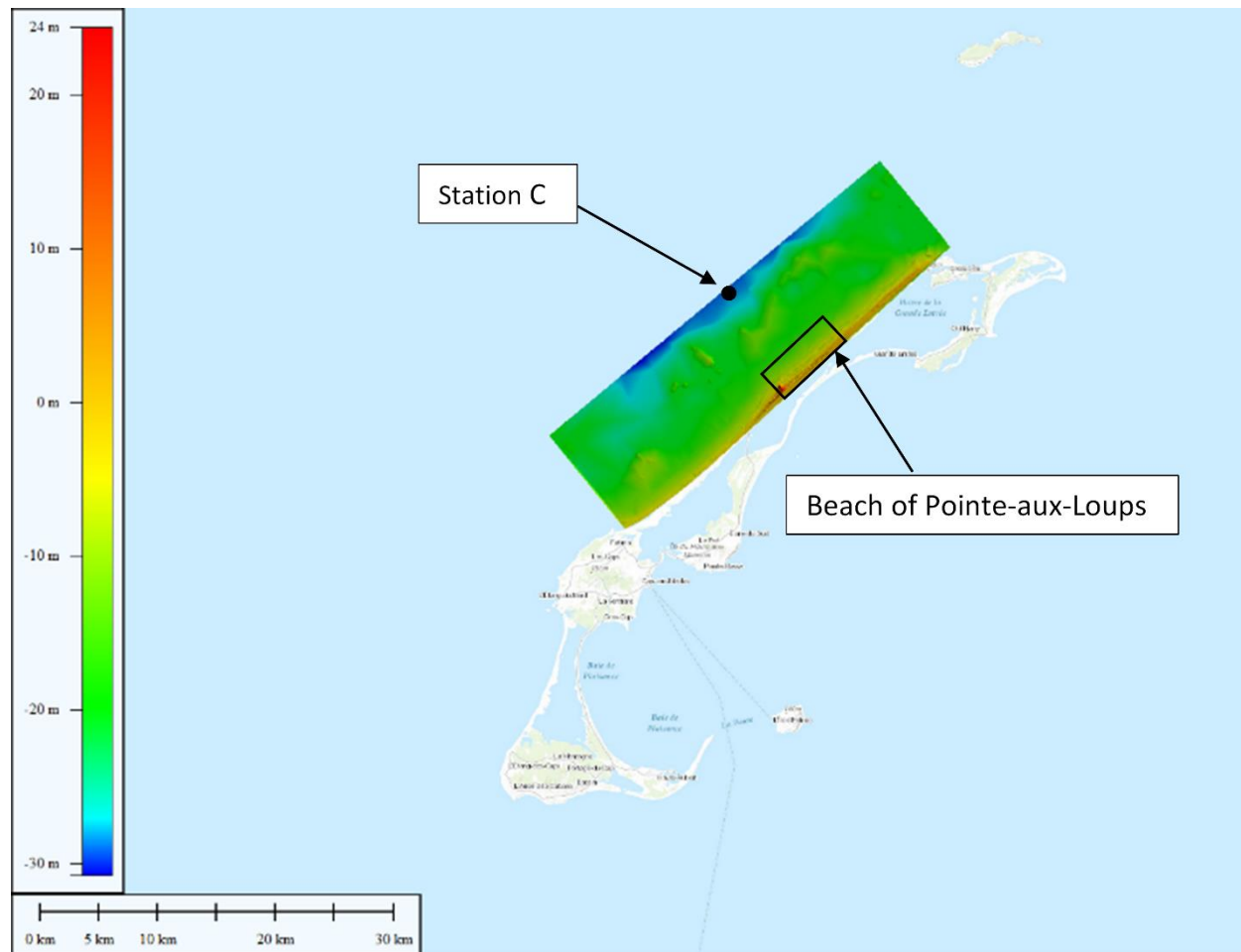


Figure 5-6 Numerical domain

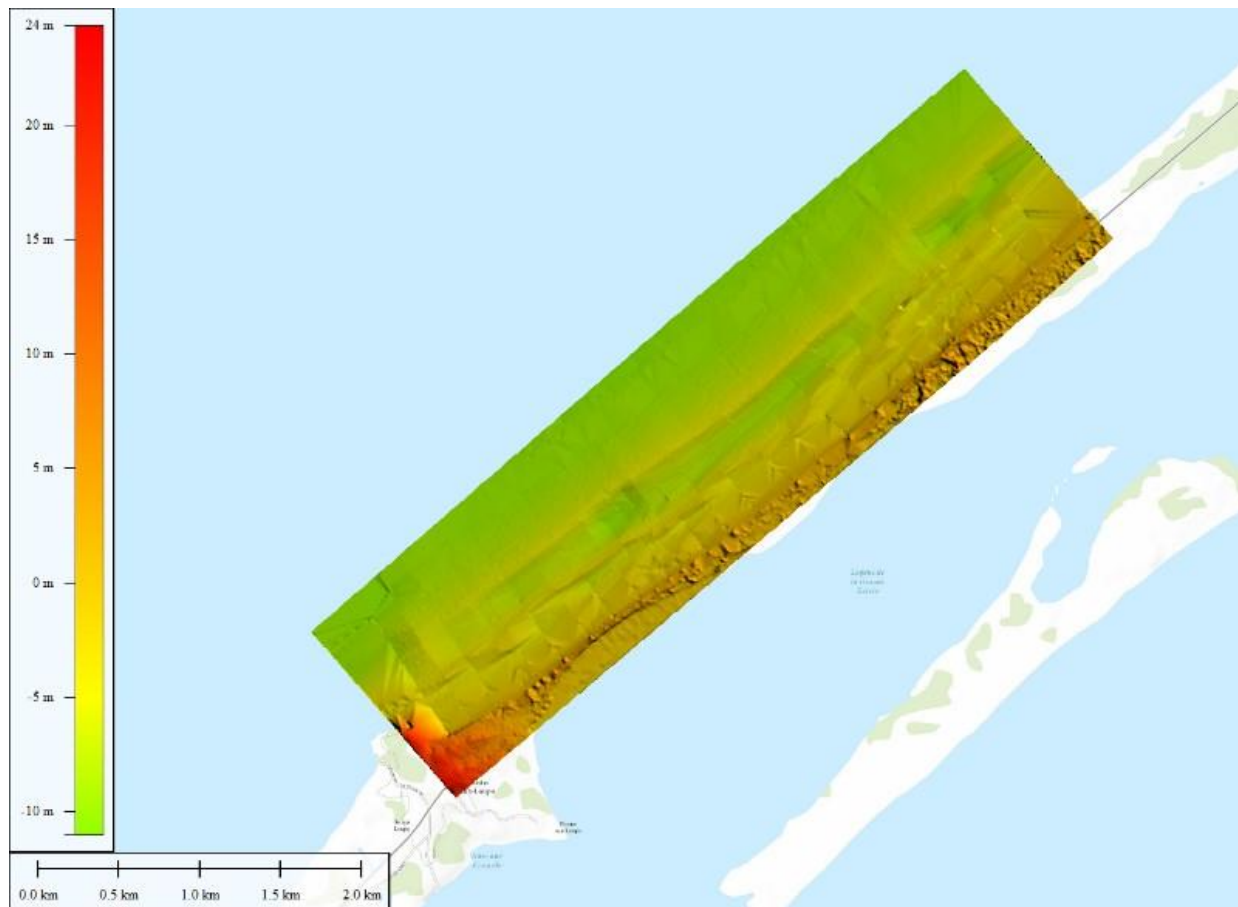


Figure 5-7 Initial bathymetry Pointe-aux-Loups beach

Figure 5-8 shows the morphological changes in the zone of interest between October 10th and October 15th. The blue regions represent erosion and the red regions represent accretion.

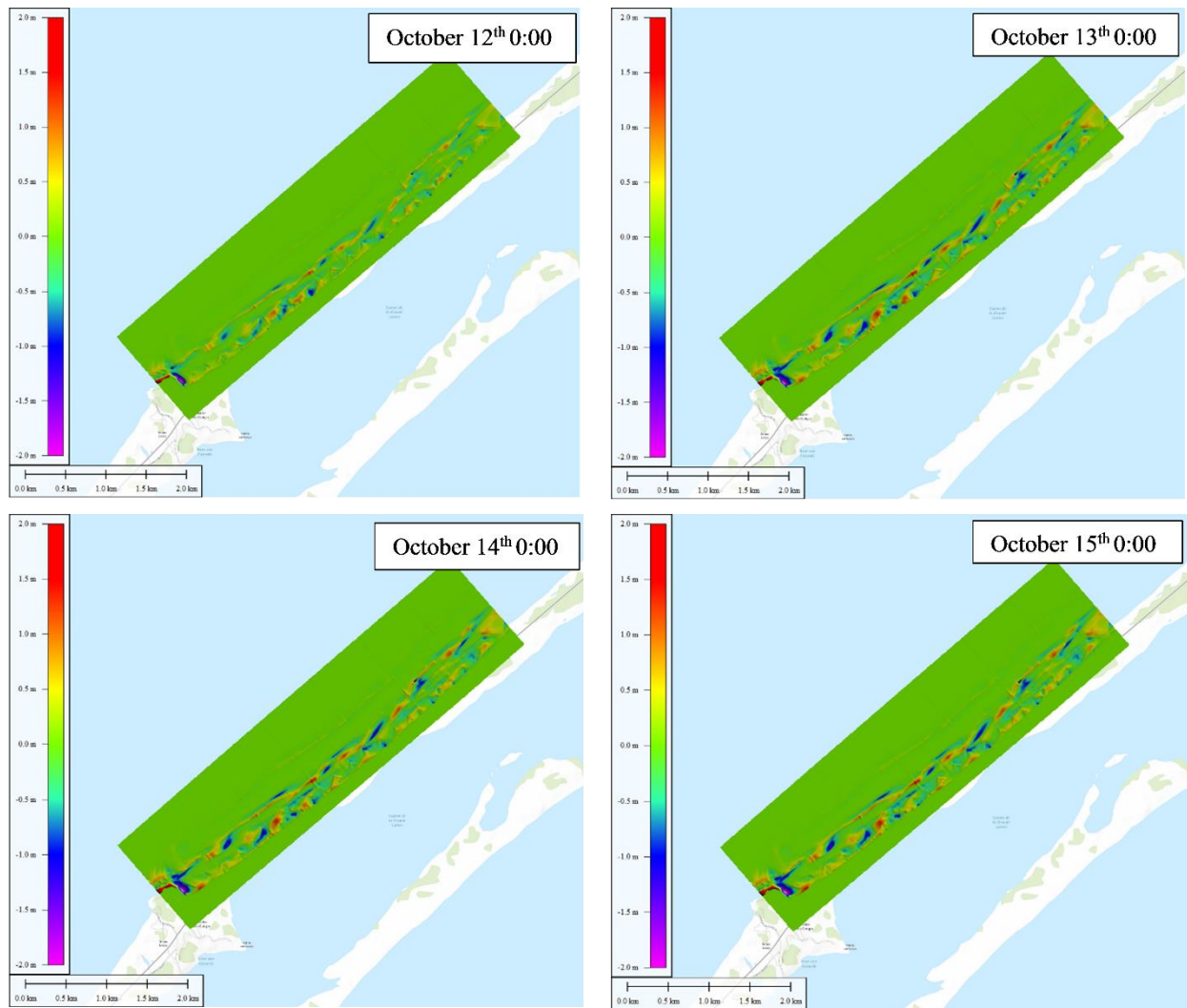


Figure 5-8 Evolution of the sediment transport between October 10th and 15th with the default setting of Delft-3D (Delft-3D-FLOW, 2014)

Figure 5-8 shows most of the sediment transport occurred between October 11th and 12th. Figure 5-9 compares the beach profiles shown in Figure 5-4. On the upper beach, the model simulated erosion. The bed profile is still more than a meter above the profile of December 2012, which is less than anticipated (WSP 2014). The simulation completely erodes the first two sandbars, creating a nearly linear beach profile. The expected result was a general offshore migration of the bars, which is far from the simulation results. In summary, the model simulated a slight erosion of the upper beach and a wash out of the first two sandbars, but the expected result was a strong erosion of the upper beach and generalized offshore migration of all sandbars.

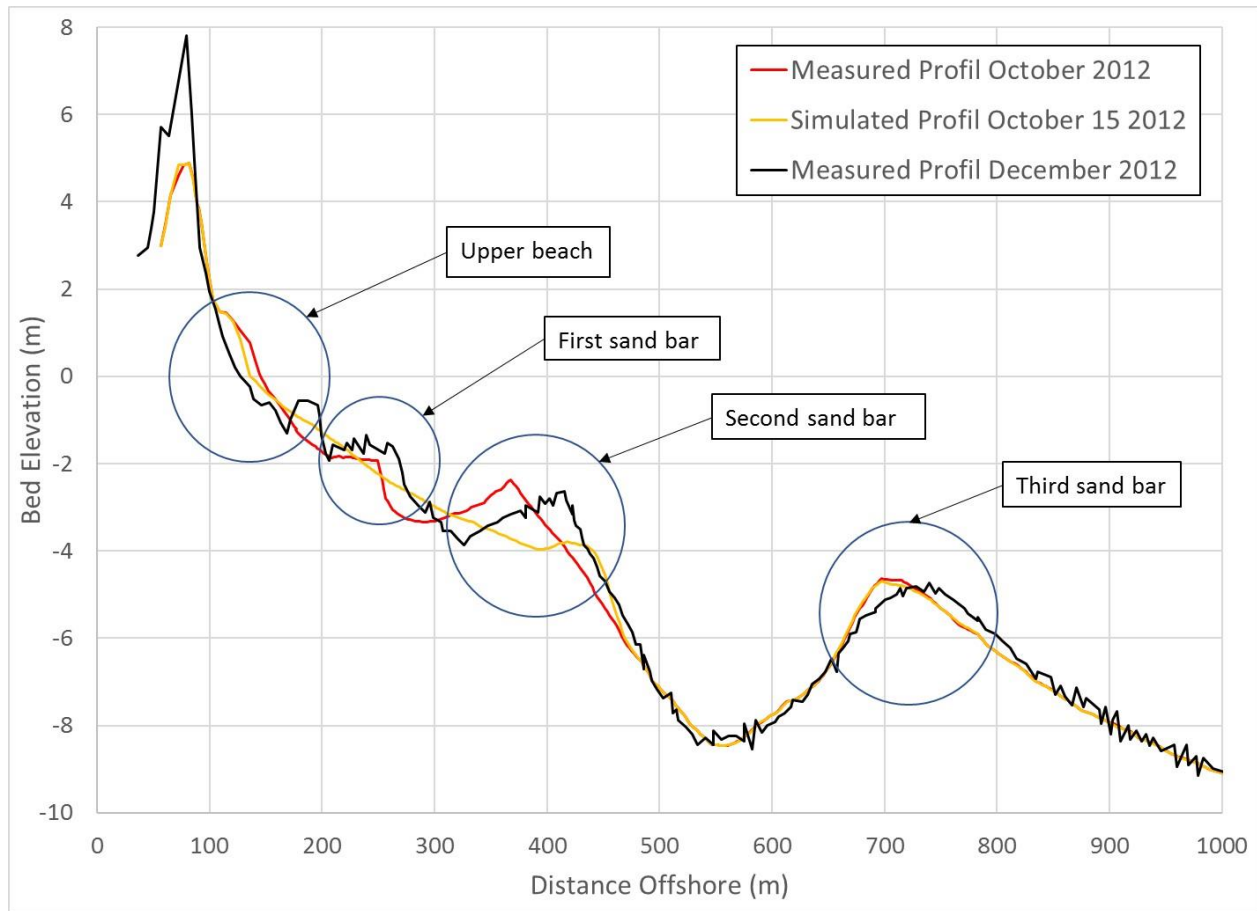


Figure 5-9 Comparison of the simulated and measures cross-shore profiles

5.5 Sensitivity Analysis

Five parameters were tested during the sensitivity analysis. Three are in the hydrodynamic model: the transport formula, the stress formula and the wave-related factor. Two are in the wave model: the bottom friction and the depth breaking index. The results are presented in two ways. The first is a map presenting the difference in bed elevation with the default simulation presented in Figure 5-8. The region in blue represents a lower bed elevation compared to the default value and the regions in red represent higher bed elevations. The second result is a comparison of a cross-shore profile, as shown in Figure 5-9.

5.5.1 Analysis of Delft-3D FLOW Parameters

5.5.1.1 Transport Formula Analysis

The default transport formula is Van Rijn (L. C. Van Rijn, Principles of Sediment Transport in Rivers, Estuaries and Coastal Seas 1993). Three other transport formulas were tested: Bijker (Bijker, 1967, 1971), Soulsby/Van Rijn (Soulsby, Dynamics of marine sands, a manual for practical applications 1997) and Ashida-Michiue (Ashida and Michiue, 1972).

Figure 5-10 shows the difference between the bathymetry computed with the default formulation, Van Rijn (L. C. Van Rijn, Principles of Sediment Transport in Rivers, Estuaries and Coastal Seas 1993) and the Bijker (Bijker, 1967, 1971) formulation. The result shows a small difference between the two transport formulations. Unrealistic accretions are observed at the location of subdomain boundaries.



Figure 5-10 Difference in bathymetry between the transport formulas of Van Rijn and Bijker

Figure 5-11 shows the bed elevation difference between the formulations of Van Rijn (L. C. Van Rijn, Principles of Sediment Transport in Rivers, Estuaries and Coastal Seas 1993) and Soulsby/Van Rijn (Soulsby, Dynamics of marine sands, a manual for practical applications 1997). Figure 5-12 shows the bed elevation difference between Van Rijn (L. C. Van Rijn, Principles of Sediment Transport in Rivers, Estuaries and Coastal Seas 1993) and the Ashida-Michiue (Ashida and Michiue, 1972) formulation. The two transport formulas generate important differences.



Figure 5-11 Difference in bathymetry between the transport formulas of Van Rijn and Soulsby_Van Rijn

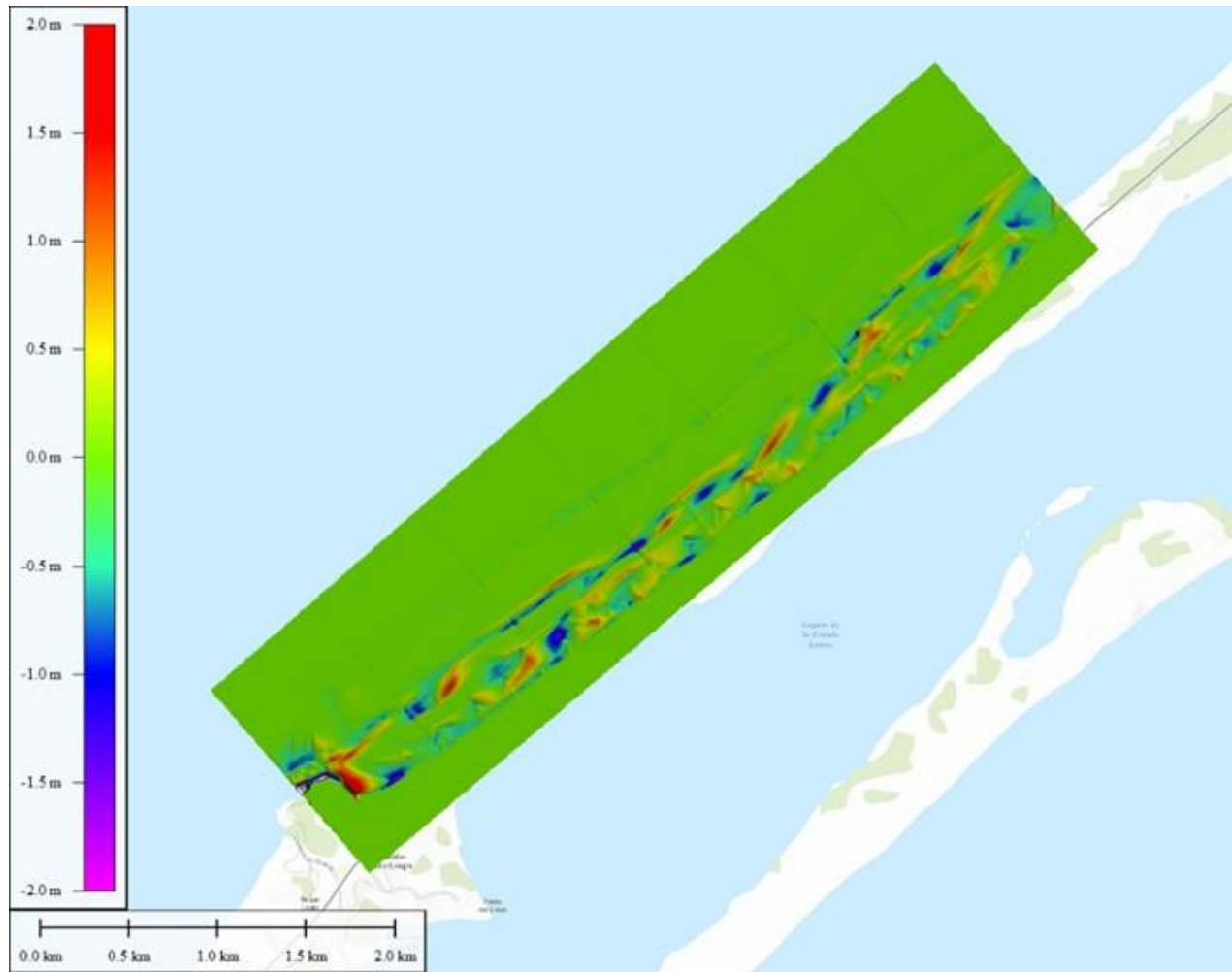


Figure 5-12 Difference in bathymetry between the transport formulas of Van Rijn and Ashida-Michiue

Figure 5-13 presents the impact of the transport formula on the beach profile. All four transport formulations create a small erosion on the upper beach profile. An important difference is observed around the first sandbar, where the Ashida-Michiue profile is closer to the initial profile. Figure 5-14 gives a closer view of the first two sandbars, in which the result with the Ashida-Michiue equation is nearly identical to the initial bed profile. The other three formulations cause an unrealistic flattening of the profile. The third bar shows no significant sediment transport for all four simulations. In summary, Ashida-Michiue shows no significant sediment transport, while Soulby/Van Rijn and Bijker create a profile similar to the Van Rijn formulation.

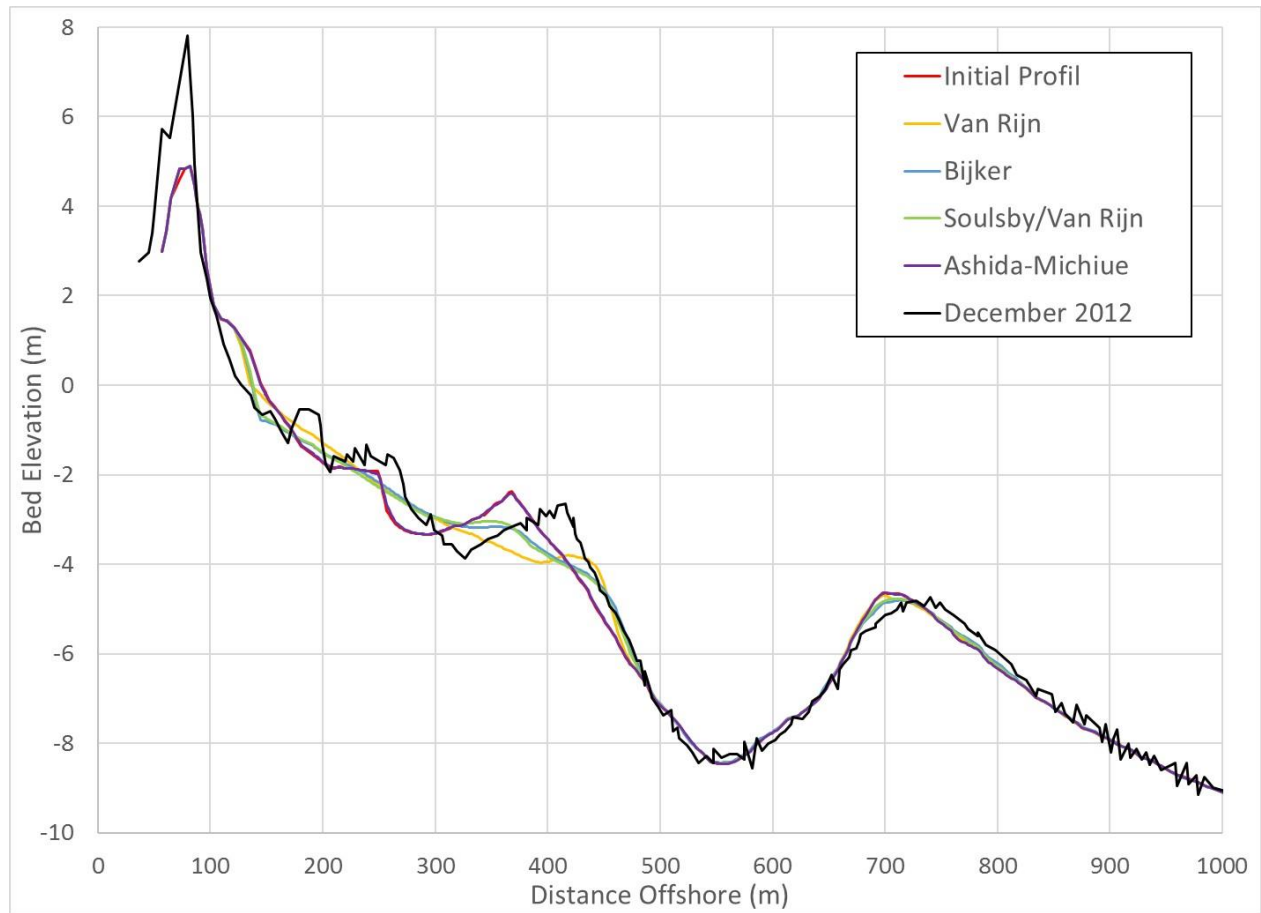


Figure 5-13 Comparison of the cross-shore profile simulated with different transport formulas

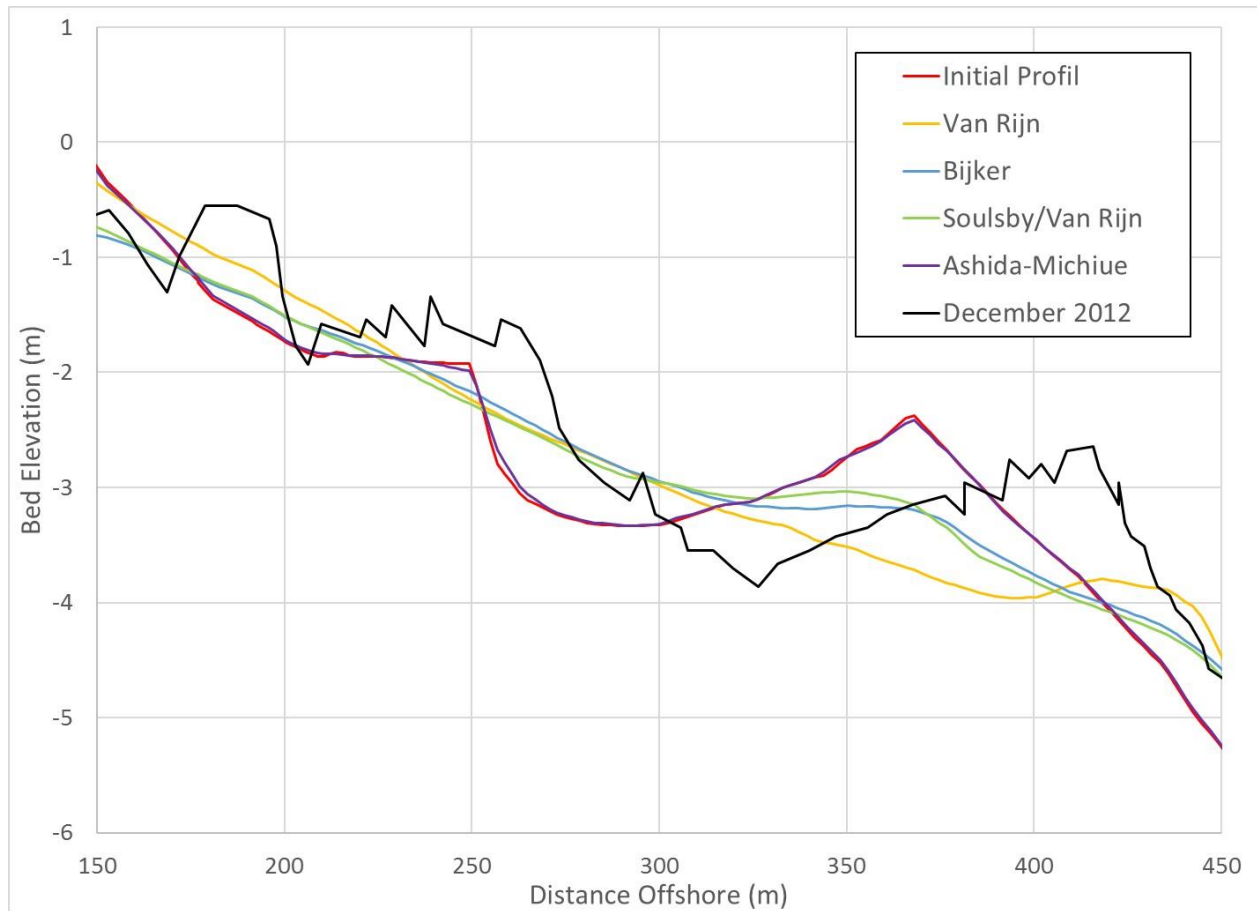


Figure 5-14 Close-up view of the first and second sandbars simulated with different transport formulas

The Ashida-Michiue transport formulation is the only result that does not consider the suspended load and the wave-enhanced sediment transport. The only region with significant sediment transport is the upper beach. This shows that bed load and current-related transport have negligible effects on bar movement.

5.5.1.2 Stress Formula Analysis

The default stress formula is Fredsoe (Fredsøe 1984), and two others are Huynh-Thanh (Huynh-Thanh and Temperville, 1991), and Van Rijn (Van Rijn et al., 2004). Figure 5-15 shows the difference between the bathymetry computed with Fredsoe (Fredsøe 1984) and that with Huynh-Thanh (Huynh-Thanh and Temperville, 1991). The simulations with Fredsoe (Fredsøe 1984) and Huynh-Thanh (Huynh-Thanh and Temperville, 1991) result in a very similar bathymetry. Figure

5-16 shows the difference between the bathymetry computed with Fredsoe (Fredsoe 1984) and Van Rijn (Van Rijn et al., 2004).

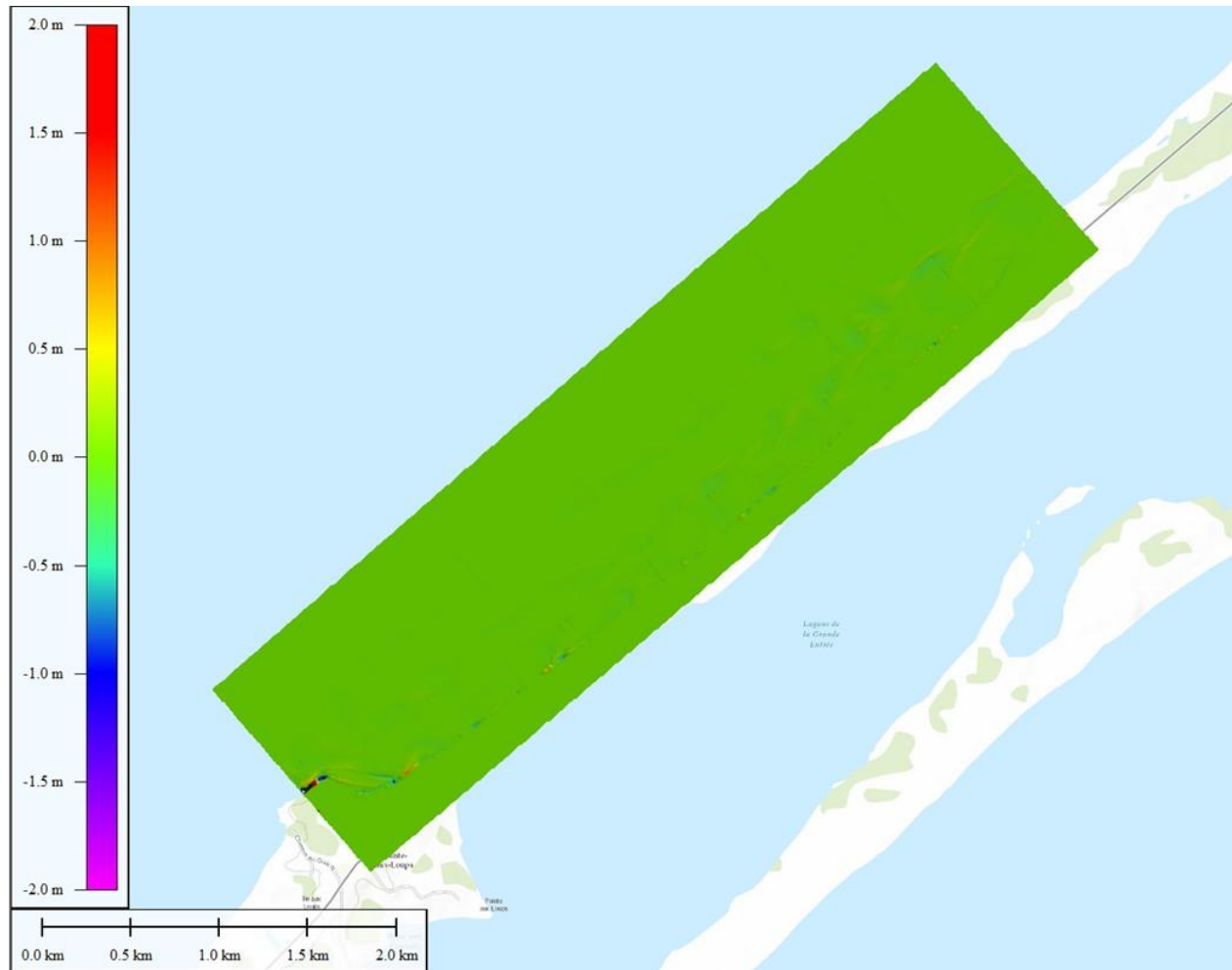


Figure 5-15 Difference in bathymetry between the stress formulas of Fredsoe and Huynh-Thanh



Figure 5-16 Difference in bathymetry between the stress formulas of Fredsoe and Van Rijn

Figure 5-17 shows the profiles resulting from the different stress formulations. All three formulations present an important flattening of the profiles. Very little variation is observed between the three profiles and no clear pattern is apparent.

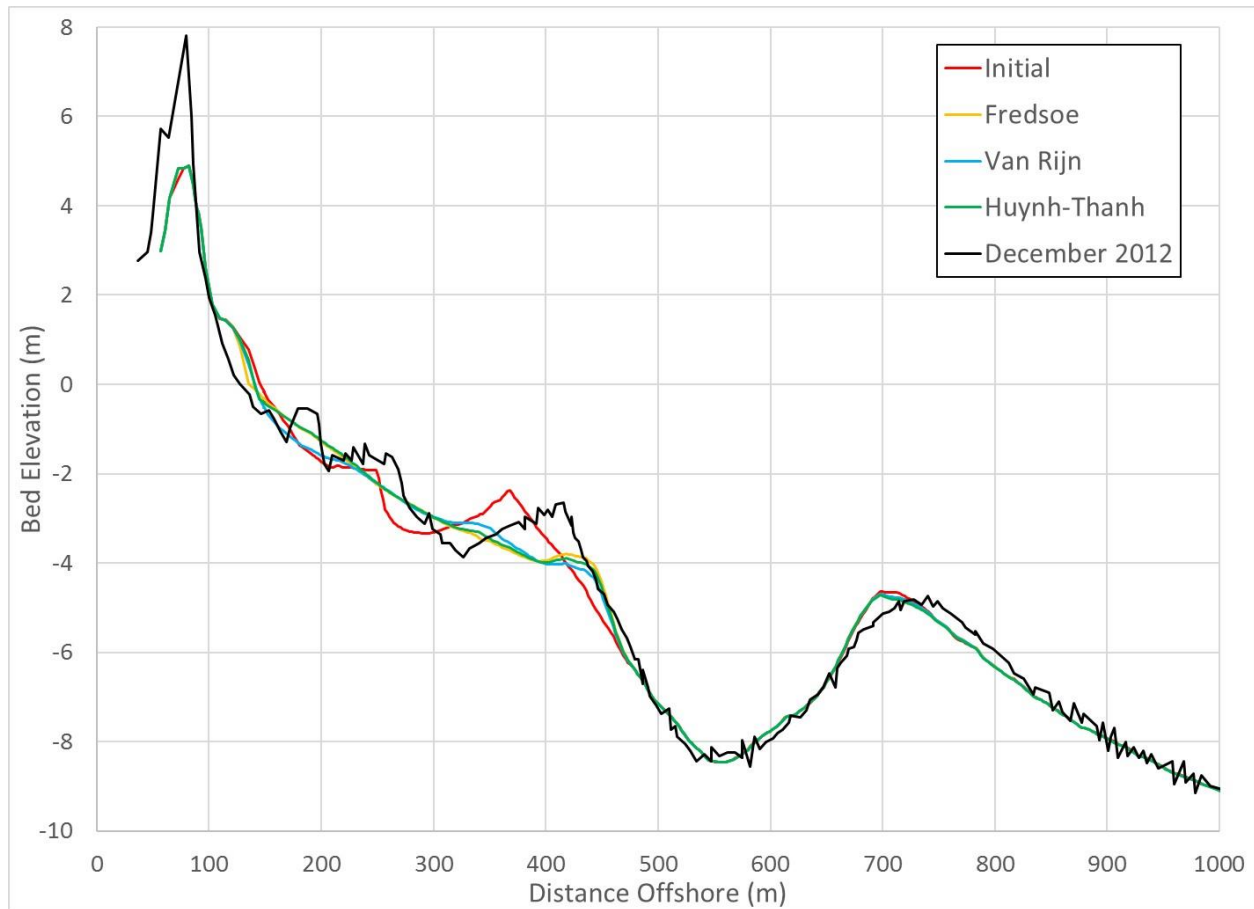


Figure 5-17 Comparison of the cross-shore profile simulated with different stress formula

5.5.1.3 Wave Related Factor Analysis

The default value of the wave-related factor is 0.1, based on a previous study (Lamothe et al., 2015). Two other values were simulated: 0.0 and 1.0. Figure 5-18 shows the difference between the wave-related factors of 0.1 and 0.0. Figure 5-19 presents the difference between the bed elevation computed with the wave-related factors of 0.1 and 1.0. Figure 5-20 shows that the high value of wave-related factor generates sediment transport on the last sandbar, which was not observed in any other simulation.

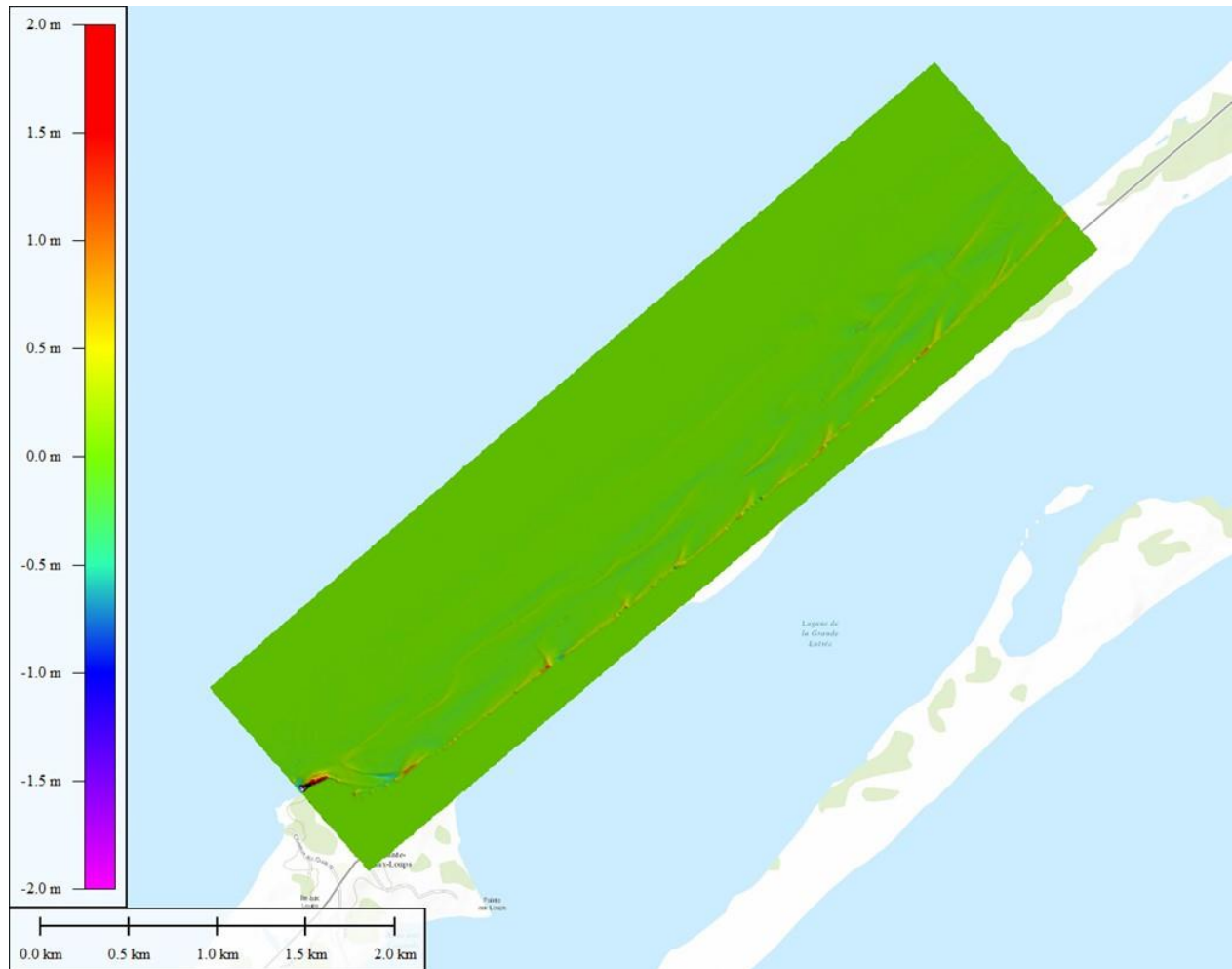


Figure 5-18 Difference in bathymetry between the wave-related factors of 0.1 and 0

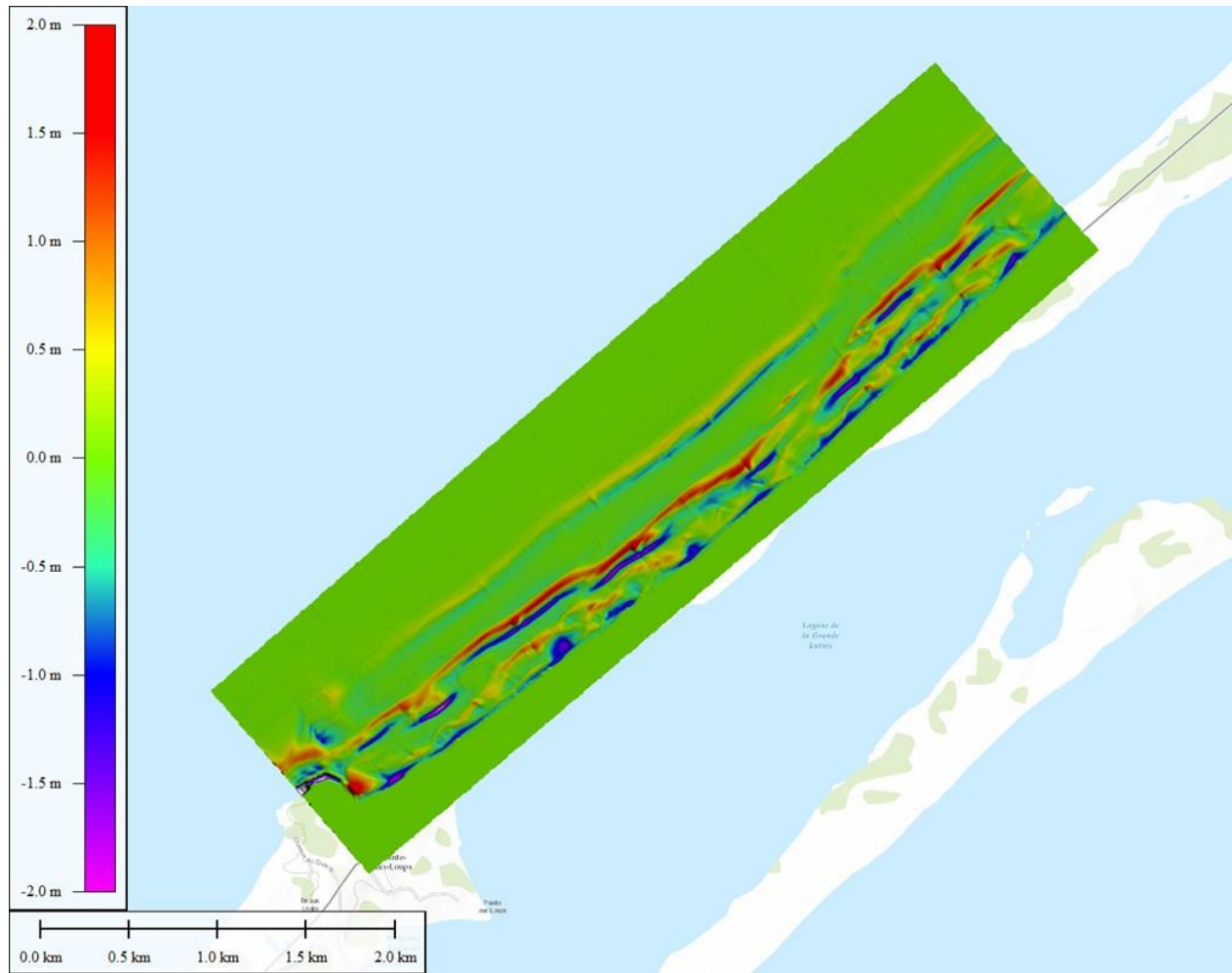


Figure 5-19 Difference in bathymetry between the wave-related factors of 0.1 and 1.0

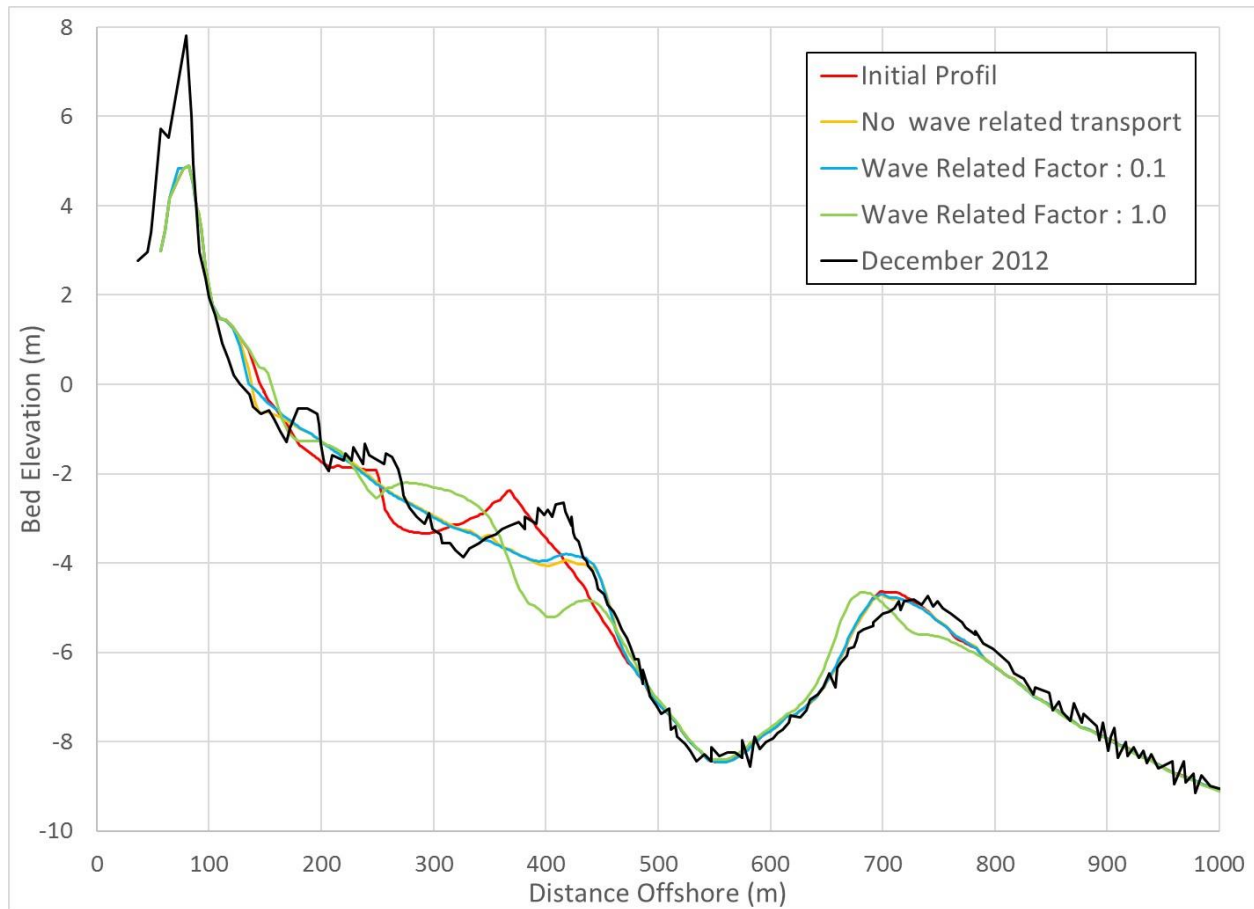


Figure 5-20 Comparison of the cross-shore profile simulated with different wave related factor

5.5.2 Analysis of Delft-3D WAVE Parameters

5.5.2.1 Bottom Friction Analysis

The default formulation used for bottom friction is JONSWAP (Hasselmann 1974), while COLLINS (Collins 1972) and MADSEN (Madsen et al., 1988) were also used in the simulation. Figure 5-21 presents the difference between the JONSWAP (Hasselmann 1974) and COLLINS (Collins 1972) formulations. The bed elevation is fairly similar between the two simulations. Figure 5-22 shows the difference between the JONSWAP (Hasselmann 1974) and the MADSEN (Madsen et al., 1988) formulations.



Figure 5-21 Difference in bathymetry between the bottom friction of Jonswap and Collins

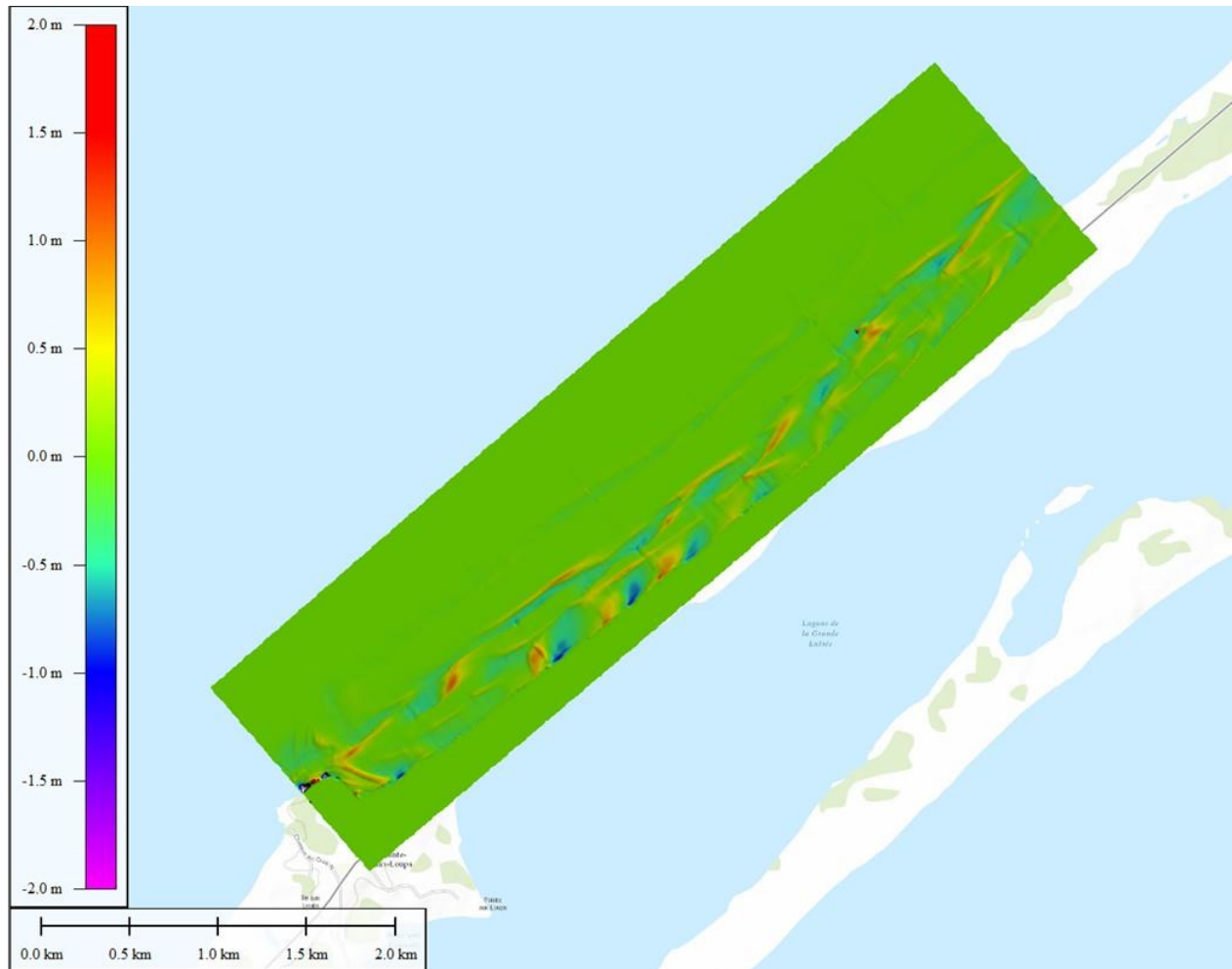


Figure 5-22 Difference in bathymetry between the bottom friction of Jonswap and Madsen

Figure 5-23 presents the result of the different bottom friction formulas. The results are similar, with a small amount of erosion in the upper beach region. The resulting profile is unrealistically flat over the first two bars and there is no sediment transport over the third bar.

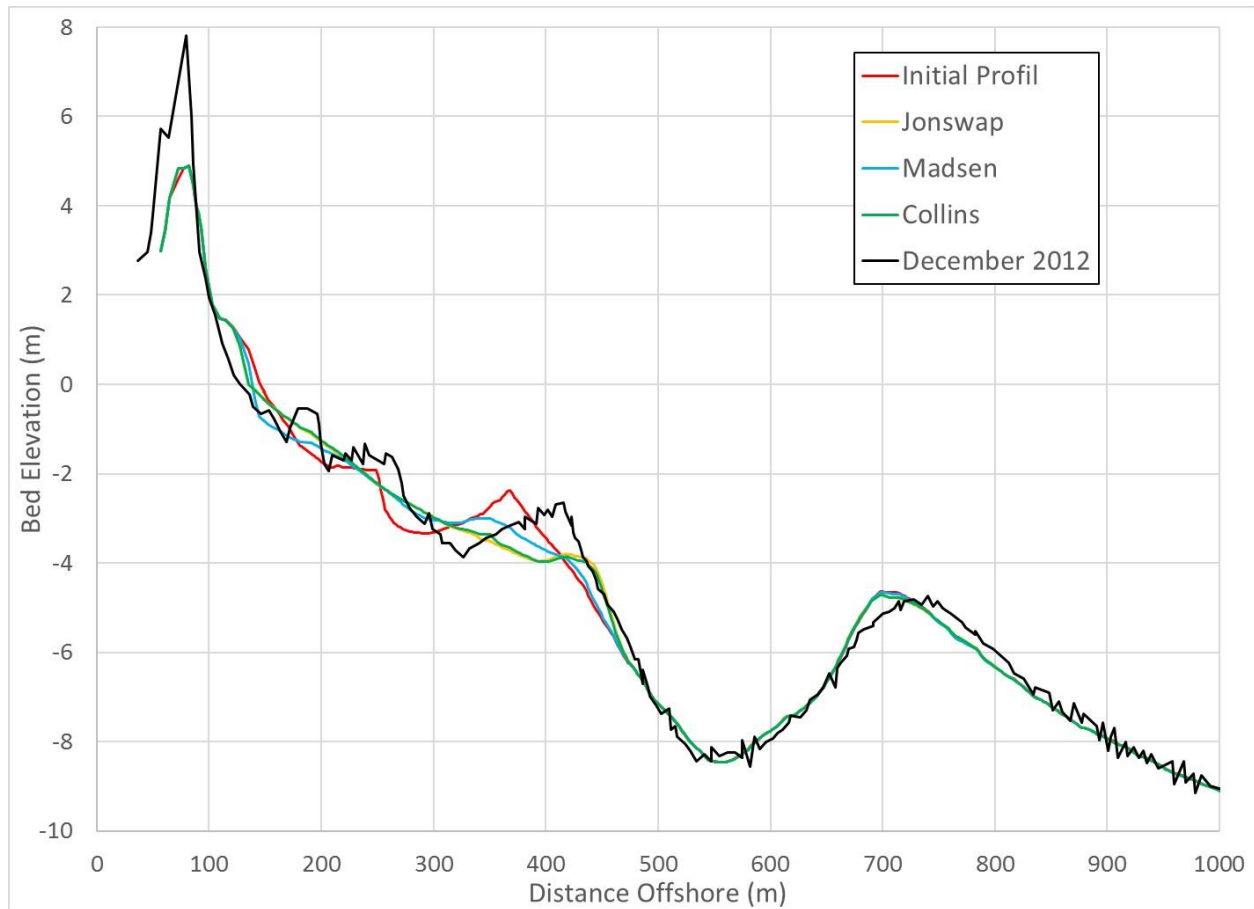


Figure 5-23 Comparison of the cross-shore profile simulated with different bottom friction formulation

5.5.2.2 Depth Breaking Index

The default value used for the depth breaking index is 0.73 (Delft-3D-WAVE 2014). Two other values were simulated: 0.6 and 1.08. Figure 5-24 shows the difference in bed elevation between the depth breaking indices of 0.73 and 0.6. Figure 5-25 shows the difference in bed elevation between the depth breaking indices of 0.73 and 1.08.



Figure 5-24 Difference in bathymetry between the depth breaking indices of 0.73 and 0.6

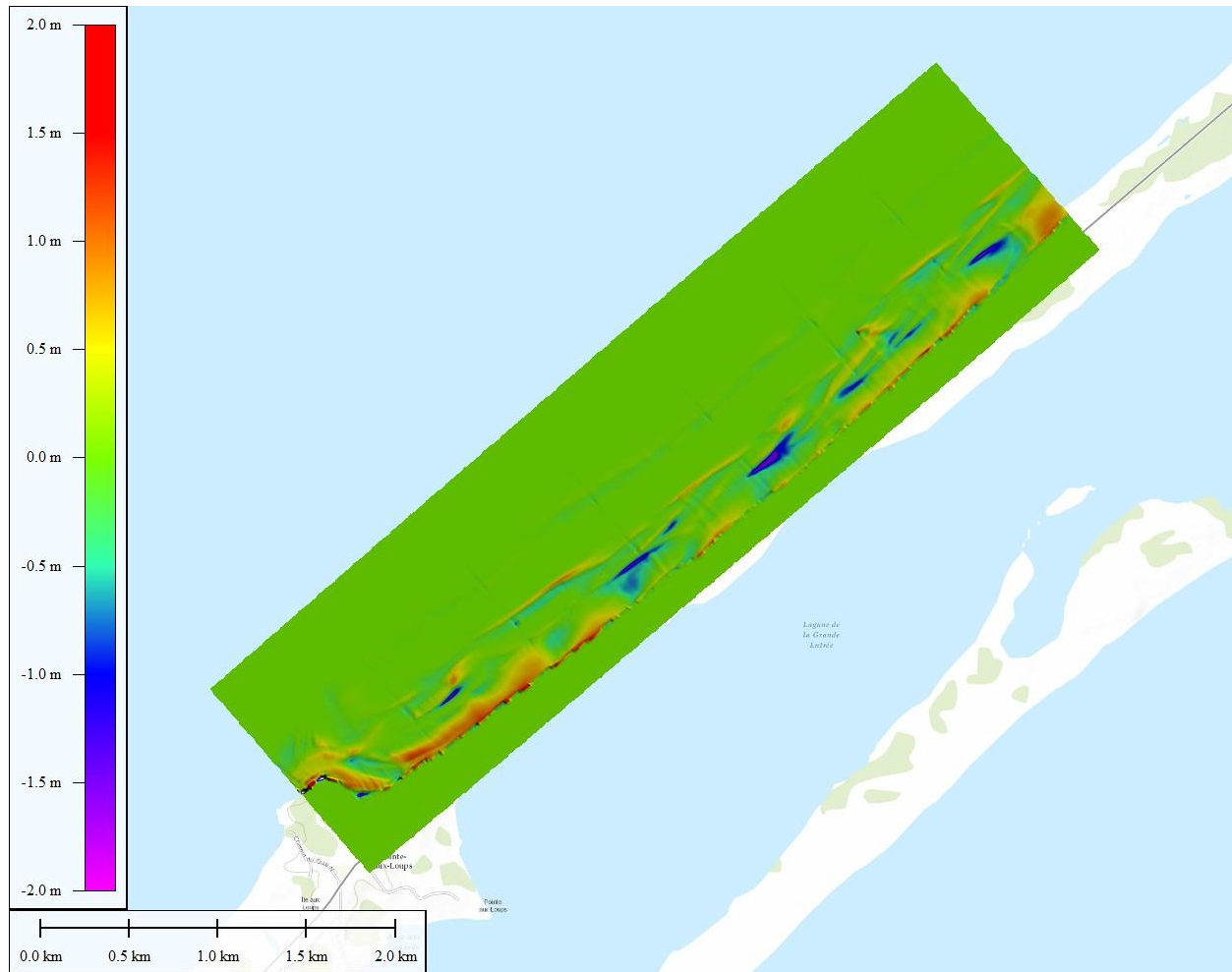


Figure 5-25 Difference in bathymetry between the depth breaking indices of 0.73 and 1.08

The beach profiles resulting from the sensitivity analysis of the depth breaking index are presented in Figure 5-26. The depth breaking index has little influence on the result. There is a significant profile flattening near the first two sandbars, regardless of the value of depth breaking index.

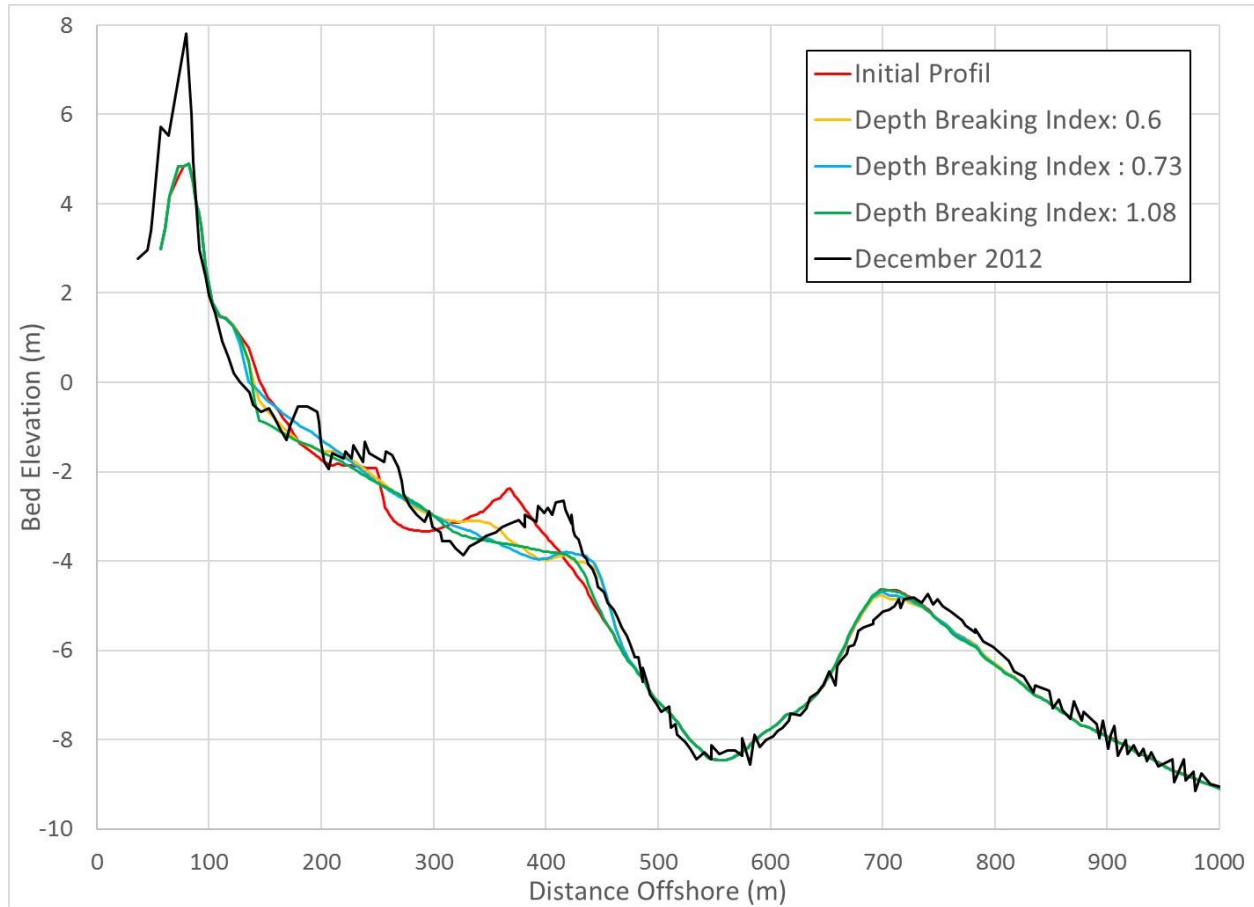


Figure 5-26 Comparison of the cross-shore profile simulated with different depth breaking indices

5.6 Discussion and Conclusion

The sensitivity analyses show the transport formula and the wave-related factor are the most influential parameters.

An overview of the results shows that none of the simulations properly represents the sediment transport on the beach of “Pointe-aux-Loups”. By comparing the results with the measured profile from December 2012 (WSP 2014), we note that the upper beach is subject to considerably less erosion than we would expect. Near the first sandbar, all simulations show an important erosion, resulting in a flat profile, but the measured profile from December 2012 shows an offshore migration of 20 m and no flattening. The model completely washes out the second sandbar. Those results are unrealistic, since the observation of WSP (WSP 2014) shows an offshore movement of 75 m. Finally, WSP (WSP 2014) observed an offshore translation of the third bar, but in most cases

the model did not simulate sediment transport. In general, the model simulates an unrealistic flattening of the profile and a sediment transport in the opposite direction of what was observed.

A second view of the sensitivity analysis shows the possible cause of those poor results. First, it confirms the importance of waves in the beach dynamic of “Pointe-aux-Loups”. The different transport formulas highlighted the importance of the suspended load and wave-related transport sediments in the transport process. The Ashida-Michiue (Ashida and Michiue, 1972) formulation is based on bed load transport and does not consider the wave-enhanced shear stress. The resulting beach profile shows no sediment transport except in the upper beach region. Without the wave-enhanced shear stress and the suspended load, sediment transport around the sand bars is negligible.

Furthermore, the simulation without wave-related sediment transport gives more information on the contribution of waves to the sediment transport process. This simulation used the Van Rijn (L. C. Van Rijn, *Principles of Sediment Transport in Rivers, Estuaries and Coastal Seas* 1993) formulation, so the wave pick-up properties are still considered, but the wave-related sediment flow is zero, which means that the only component of sediment transport is the current-related bed load enhanced by near-bed orbital velocity computed by the wave module. The direction of the bed load transport is determined by the direction of the near-bed current. The beach profile resulting from the simulation without wave-related sediment transport shows a significant profile flattening, which is not present in the Ashida-Michiue (Ashida and Michiue, 1972) results, highlighting once again the importance of wave energy in the “Pointe-aux-Loups” beach dynamics.

The third interesting result is the direction of wave-related transport. The current-related bed load direction is aligned with the near-bed current direction. In contrast, both wave-related loads take on the wave propagation direction. This is clearly shown in the upper beach region of Figure 5-20, where we observe an accretion on the upper beach with the wave-related factor of 1.0. An increase in the wave-related factor results in a significantly stronger sediment flow towards the upper beach. This is one of the main reasons why Delft-3D (Delft-3D-FLOW 2014) poorly represents the sediment transport at “Pointe-aux-Loups”. As described in the literature (Kamphuis, 2010; Greenwood and Davidson-Arnott, 1978) and by WSP (WSP 2014), the high-energy storms occurring in fall and winter should move sediments offshore. During this part of the annual cycle, the sediment should be eroding from the upper beach and transported near the sandbars where the waves break. Delft-3D (Delft-3D-FLOW 2014) simulated the sediment flow in the completely

opposite direction. Thus, it can be concluded that Delft-3D (Delft-3D-FLOW 2014) is not well suited to simulate sediment transport during a high intensity storm.

Deltares and TU Delft also developed XBeach (Deltares, XBeach: User manuel 2017), a 1D/2D hydrodynamic model able to compute morphological change during storms and extreme conditions. XBeach (Deltares, XBeach: User manuel 2017) considers the effect of return flow and wave asymmetry on the direction of sediment transport, both of which are not represented in Delft-3D FLOW (Delft-3D-FLOW 2014). The shallow water equations used in XBeach (Deltares, XBeach: User manuel 2017) account for wave induced mass-flux and return flow. Furthermore, the effects of wave asymmetry reduce the onshore sediment transport component. The model can be coupled with Delft-3D (Delft-3D-FLOW 2014). Based on the results of this paper, XBeach (Deltares, 2017) seems better suited to simulate the morphological changes at “Pointe-aux-Loups”. It would be interesting to see if XBeach (Deltares, 2017) is capable of simulating the offshore migration of the sandbars.

5.7 Acknowledgements

This research was supported in part by WSP and the National Science and Engineering Research Council (NSERC) Discovery Grant, application No: RGPIN-2016-06413.

5.8 Notation

γ	Depth breaking index
H	Wave height
d	Water depth
S_{bc}	Current-related bedload
S_{bw}	Wave-related bedload
S_{sw} ,	Wave-related suspended load

CHAPITRE 6 DISCUSSION GÉNÉRALE

6.1 Analyse des résultats de simulation

Les résultats présentés au chapitre 5 permettent d'analyser sous un second angle les résultats des simulations du chapitre 4. Dans le cas des simulations avec un facteur morphologique de 200, la sédimentation de plusieurs mètres de sable sur le haut de la plage montre que les sédiments sont transportés dans la direction de propagation des vagues. Le même résultat est observé avec le profil de plage modélisé avec le facteur morphologique de 25. On constate une importante migration de la troisième barre vers la côte. En résumé, malgré l'application de facteurs morphologiques de différente magnitude, il est constaté que la direction du mouvement des barres est opposée aux observations.

6.2 Discussion sur le niveau de détail modélisé

Les résultats du projet nous ont permis de conclure qu'une approche progressive du niveau de complexité des simulations aurait permis de faire une exploration plus vaste des capacités du logiciel. Pour y arriver, deux modifications auraient dû être apportées aux contraintes de modélisation, soit ajouter une étape de validation du modèle et une réduction de la discrétisation verticale du domaine numérique.

Suite à la lecture du rapport de WSP (WSP 2014), nous avons immédiatement tenté de modéliser intégralement la plage de Pointe-aux-Loups. Cependant, il aurait été bon de valider le logiciel Delft-3D sur un cas d'application plus simple. Les paramètres les plus importants sont la taille des sédiments et le régime des vagues. Il aurait suffi de trouver des données d'une expérience de laboratoire avec des paramètres du même ordre de grandeur ou même de créer notre propre cas de validation. Un modèle plus grossier avec une dynamique plus simple aurait permis d'obtenir les mêmes résultats que ceux présentés aux chapitres 4 et 5. De plus, si le modèle s'était avéré adéquat pour la modélisation du transport sédimentaire en milieu côtier, le modèle de validation devient un bon point de départ, sur lequel construire le modèle complet.

Le second point important dans la conclusion du chapitre 5 est que Delft-3D ne modélise pas le courant de retour formé par le déferlement des vagues. L'accélération verticale et le courant de retour sont négligés par Delft-3D FLOW. Les résultats du projet laissent présager qu'une approche

2D aurait permis d'arriver à des conclusions similaires. Comme mentionné dans l'article au chapitre 5, Deltares a aussi développé le modèle XBeach. Un modèle bidimensionnel, dans lequel les équations de Saint-Venant sont formulées de manière à considérer le flux de masse et le courant de retour généré par les vagues. Il serait intéressant de comparer la direction et la magnitude des vitesses d'écoulement et des débits solides entre XBeach et Delft-3D. Afin d'analyser l'impact de la formulation des équations de Saint-Venant sur la modélisation des changements morphologiques.

En somme, une retombée du projet est la constatation qu'un phénomène complexe comme les changements morphologiques induits par les tempêtes ne requièrent pas nécessairement une approche élaborée. Par conséquent, une approche bidimensionnelle présente une avenue intéressante pour des expérimentations futures.

CHAPITRE 7 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

7.1 Synthèse des travaux

L'objectif principal du projet de recherche était de simuler le transport sédimentaire en milieu côtier durant les tempêtes, avec le logiciel Delft-3D. Pour ce faire, nous avons modélisé le transport sédimentaire de la plage de Pointe-aux-Loups, sur les Îles-de-la-Madeleine. Les résultats obtenus par la modélisation ont ensuite permis d'analyser les capacités du logiciel Delft-3D et l'impact des principaux paramètres sur la modélisation des changements morphologiques.

Le second chapitre avait pour but de faire une revue de littérature des différentes étapes de modélisation des changements morphologiques. Tout d'abord, un survol des principaux aspects de modélisation des vagues, telles que la propagation, la transformation, le déferlement et la dissipation de l'énergie. Finalement, une présentation des différentes méthodes de calcul du transport sédimentaire en milieu côtier, soit le charriage et le transport en suspension

Le troisième chapitre présente un résumé des rapports d'étude faites par l'UQAR (Bernatchez, et al. 2010) et WSP (WSP 2014), sur la problématique d'érosion de la plage de Pointe-aux-Loups. Ces rapports décrivent les conditions initiales de modélisation, ainsi que les critères d'analyses des résultats. L'étude de l'UQAR est une analyse sédimentologique et géomorphologique de la plage de Pointe-aux-Loups. Le rapport présente les conditions sédimentaires et géologiques de la plage, ainsi qu'une analyse de l'évolution de côtière des dernières décennies. D'autre part, l'étude de WSP est une analyse des données bathymétriques, hydrodynamiques et météorologiques recueillies au cours de l'automne 2012. Il décrit les phénomènes hydrodynamiques, météorologiques et le régime des vagues observées durant la campagne de mesures.

Le chapitre 4 présente la méthodologie utilisée lors de la modélisation des changements morphologiques. Le domaine numérique a été conçu pour respecter trois contraintes. Premièrement, l'étendue du domaine de calcul a été déterminée par les données mesurées par WSP (WSP 2014). La frontière en eau profonde doit coïncider avec la position de la station de mesures C, afin de bien représenter les données mesurées. Deuxièmement, la taille du maillage dans la zone d'intérêt a été choisie, afin de représenter adéquatement la bathymétrie mesurée. Les résultats démontrent que la taille maximale des mailles dans le plan horizontal doit être de 10 m. Troisièmement, les simulations ont été faites avec un modèle quasi-3D. La discrétisation verticale

est faite avec un système de coordonnées σ . La profondeur des cellules augmente progressivement du fond de l'eau jusqu'à la surface libre, variant entre 3 et 23,5 %. Le chapitre termine avec une étude de sensibilité du facteur d'accélération morphologique. Les résultats démontrent que, durant la simulation de tempêtes, le facteur d'accélération devrait conserver sa valeur de 1.

Le chapitre 5 contient les résultats de simulation, ainsi que l'analyse de sensibilité des principaux paramètres influençant le transport sédimentaire. Cinq paramètres ont été étudiés, l'équation de transport sédimentaire, l'équation de la contrainte de cisaillement, le facteur de transport sédimentaire induit par les vagues, l'équation de calcul du cisaillement induit par les vagues et l'indice de profondeur de déferlement. Les résultats mettent en évidence que le logiciel Delft-3D n'est pas adapté pour simuler le transport sédimentaire durant des tempêtes de forte intensité. Aucune simulation n'a modélisé adéquatement les changements morphologiques mesurés en automne 2012. L'analyse des résultats a démontré que le transport sédimentaire induit par les vagues suit toujours la direction de propagation des vagues. Cependant, la théorie et les observations prouvent que le transport sédimentaire est en direction du large. Donc le logiciel Delft-3D n'est pas approprié pour modéliser le transport sédimentaire durant les tempêtes.

7.2 Recommendations

Cette section est une liste de recommandations tirées des expériences effectuées durant le projet, afin d'aboutir à une modélisation numérique du transport sédimentaire.

Premièrement, suite aux expériences de modélisation il est possible d'affirmer que le logiciel Delft-3D n'est pas adapté à la simulation de transport sédimentaire durant les tempêtes. Donc, les prochaines tentatives devraient explorer les autres modèles existants. La compagnie Deltares a développé XBeach (Deltares, XBeach: User manuel 2017), un modèle pouvant simuler le transport sédimentaire dû aux tempêtes, pouvant être couplé avec Delft-3D. Il serait intéressant de comparer les différents modèles développés par Deltares. De plus, il existe aussi une multitude de modèles hydromorphologiques développés par des compagnies telles que Flow Science, DHI et le US Army Corps of Engineers. Il serait intéressant de les comparer leurs forces et leurs faiblesses, afin leurs champs d'application respectifs.

Deuxièmement, les simulations des changements morphologiques sur la plage de Pointe-aux-Loups démontrent clairement que les données disponibles étaient insuffisantes. Tout d'abord, pour

calibrer adéquatement le modèle hydrodynamique, il est nécessaire d'avoir des séries temporelles de vitesse d'écoulement et de niveau d'eau à l'intérieur du domaine, préférablement dans la région de la plage. Ces mesures permettraient de valider les conditions hydrodynamiques dans la zone de déferlement. Dans le même ordre d'idée, des relevés bathymétriques plus rapprochés donneraient une meilleure représentation des changements morphologiques induits par les tempêtes. Deux relevés bathymétriques espacés d'une seule tempête permettraient de faire une analyse quantitative du transport sédimentaire généré par la tempête. En somme, nous recommandons que dans les futures campagnes de mesures des points de mesures soient localisés à l'intérieur de la zone de déferlement et que des relevés bathymétriques soient plus rapprochés.

Finalement, nous constatons suite au projet le haut degré de complexité de la modélisation du transport sédimentaire. Il est évident qu'il s'agit d'un phénomène qui n'est pas entièrement maîtrisé donc présente des avenues de recherche intéressantes. Les modèles numériques contournent ces inconnus en posant des hypothèses simplificatrices, pouvant avoir des impacts considérables sur les résultats de simulations. Ces hypothèses devraient être validées avec précaution. Une approche progressive et systématique est la clé pour parvenir à des simulations adéquates et efficaces.

BIBLIOGRAPHIE

- Aagaard, Troels, Kerry P. Black, et Brian Greenwood. 2002. «Cross-shore suspended sediment transport in surf zone: a field-based parameterization.» *Marine Geology* 283 - 302.
- Bernatchez, P., T. Toubal, S. Van-Wierst, S. Drejza, et S. Friesinger. 2010. *Caractérisation géomorphologique et sédimentologique des unités hydrosédimentaires de la baie de Plaisance et de Pointe-aux-Loups, route 199, Îles-de-la-Madeleine*. Laboratoire de dynamique et de gestion intégrée des zones côtières, Université du Québec à Rimouski.
- Bird, E.C.F. 1993. *Submerging coasts: The effects of a rising sea level on coastal environments*. Wiley.
- Chella, Mayilvahanan Alagan, Hans Bihs, Arun Kamath, et Michael Muskulus. 2013. «Numerical modelling of breaking waves over reef with a level-set based numerical wave tank.» *ASME 2013 32ND INTERNATIONAL CONFERENCE ON OCEAN, OFFSHORE AND ARTIC ENGINEERING* 1 - 9.
- Chen, Gang, Christain Kharif, Stéphane Zaleski, et Jie Li. 1999. «Two-dimensional Navier–Stokes simulation of breaking waves.» *Physics of Fluids* 121 - 131.
- Collins, J. 1972. «Prediction of shallow water spectra.» *Journal of Geophysical Research* 77 2693 - 2707.
- Cummings, Don I., Simone Dumas, et Robert W. Dalrymple. 2009. «Fine-Grained Versus Coarse-Grained Wave Ripples Generated Experimentally Under Large-Scale Oscillatory Flow.» *Journal of Sedimentary Research* 83-93.
- Delft-3D-FLOW. 2014. *Delft3D-FLOW User Manual*. Deltares.
- Delft-3D-WAVE. 2014. *Delft-3d Wave User Manual*. Deltares.
- Deltares. 2014. *User Manual - Delft-3D Wave*. Delft: Deltares.
- . 2014. *User Manual - Delft3D-FLOW*. Delft: Deltares.
- Deltares. 2016. *User Manual - RGFGRID*. Delft: Deltares.
- . 2017. *XBeach: User manuel*. 7 5. http://xbeach.readthedocs.io/en/latest/user_manual.html.

- Einstein, H.A. 1950. *The bed load function for sediment transportation in open channels*. Washington, D.C. : U.S. Dept. of Agric, Soil Conservation Service.
- Engelund, F., et J. Fredsøe. 1976. «A sediment transport model for straight alluvial channels.» *Hydrology Research* 293 - 306.
- Fredsøe, J. 1984. «Turbulent boundary layer in wave-current interaction.» *Journal of Hydraulic Engineering* 1103 - 1120.
- Garcia, Marcelo, et Gary Parker. 1991. «Entrainment of bed sediment into suspension .» *Journal of Hydraulic Engineering* 414 - 435 .
- Graf, Walter H., et Mustafa S. Altinakar. 1998. *Fluvial Hydraulics*. Lausanne: John Wiley & Sons Ltd.
- Hasselmann, K. 1974. «“On the spectral dissipation of ocean waves due to whitecapping.» *Boundary-Layer Meteorology* 6. 107 1027.
- Itakura, T., et T. Kishi. 1980. «Open channel flow with suspended sediments.» *Journal of the Hydraulics Division* 1325-1343.
- Jayaratne, Ravindra, Yasufumi Takayama, et Tomoya Shibayama. 2012. *Applicability of suspended sediment concentration formulae to large-scale beach morphological changes*. Coastal engineering.
- Kamphuis, J. William. 2010. *Introduction to coastal engineering and management*. Queen's Iniversity, Canada: World Scientific.
- Lamothe, Guillaume, Steve Renaud, et Tew-Fik Mahdi. 2015. «Optimal use of Delft-3D Software for Wave Induced Erosion.» *22nd Canadian Hydrotechnical Conference*. Montreal: CSCE.
- Leo, C, Van Rijn, Jan S Ribberink, Jebbe Van Der Werf, et Drick J.R Walstra. 2013. «Coastal sediment dynamics: recent advances and future research needs.» *Journal of Hydraulic Research* 475 - 493.
- Masselink , Gerhard , et Kerry P. Black. 1995. «Magnitude and cross-shore distribution of bed return flow measured on natural beaches .» *Coastal Engineering* 165 - 190.
- McCabe, M V, P K Stansby, et D D Apsley. 2013. «Random wave runup and overtopping a steep sea wall: shallow-water and Boussinesq modelling with generalised breaking and wall

- impact algorithms validated against laboratory and field measurements.» *Coastal Engineering* 33 - 49.
- Miche, R. 1944. «Mouvements Ondulatoires des Mers en Profondeur Constante et Décroissante.» *Annales des Ponts et Chaussées*.
- Neilson, P. 1992. *Coastal bottom boundary layers and sediment transport*. SINGAPORE: World Science.
- Nielsen, Peter, et David P. Callaghan. 2003. «Shear stress and sediment transport calculations for sheet flow under waves.» *Coastal Engineering* 347 - 354.
- Parris, A., P. Bromirski, V. Burkett, D. Cayan, M. Culver, J. Hall, R. Horton, et al. 2012. *Global Sea Level Rise Scenarios for the US National Climate Assessment*. NOAA.
- Plummer, Charles C., et David McGeary. 1985. *Physical Geology*. William C Brown.
- Ribberink, Jan S. 1998. «Bed-load transport for steady flows and unsteady oscillatory flows.» *Coastal Engineering* 59 - 82.
- Rouse, Hunter. 1937. «Modern Conceptions of the Mechanics of Turbulence.» *Transactions of the American Society of Civil Engineers* 463-505.
- Senneville, S., et F.J. Saucier. 2007. *Étude de la sensibilité de la glace de mer au réchauffement climatique dans le golfe et l'estuaire du Saint-Laurent*. Institut des Sciences de la mer de Rimouski, UQAR, Rapport d'étude réalisé pour le Consortium Ouranos.
- Shields, A. 1936. *Application of similarity principles and turbulence research to bed-load movement*. Pasadena: California Institute of Technology.
- Smith, Ernest R, et Nicholas C Kraus. 1991. «Laboratory study of wave-breaking overbars and artificial reefs.» *Journal of Waterway* 307.325.
- Smith, J.D., et S. R. McLean. 1977. «Spatially averaged flow over a wavy surface.» *Journal of Geophysical research* 1735 - 1746.
- Sorensen, Robert. 1997. *Basic Coastal Engineering*. Bethlehem: Springer Science.
- Soulsby, R. 1997. *Dynamics of marine sands, a manual for practical applications*. London: Thomas Telford.

- . 1997. *Dynamics of marine sands*. London: Thomas Telford.
- Svendsen, I.A. 1984. «Mass flux and undertow in a surf zone.» *Coastal engineering* 347 - 365.
- SWAN. 2000. *SWAN Cycle III version 40.11 User Manual*. Delft: Delft University of Technology.
- van der Werf, Jabbe J., J.S. Doucette, T. O'Donoghue, et Jan S. Ribberink. 2007. «Detailed measurements of velocities and suspended sand concentrations over full-scale ripples in regular oscillatory flow.» *Journal of Geophysical Research* 1 - 18.
- Van Rijn, Leo C. 1993. *Principles of Sediment Transport in Rivers, Estuaries and Coastal Seas*. Aqua Publications.
- Van Rijn, Leo C. 2007. «Unified view of sediment transport by currents and waves. 1: Initiation of motion, bed roughness, and bed-load transport.» *Journal Hydraulic Engineering* 649-667.
- van Rijn, Leo C. 2007. «Unified view of sediment transport by currents and waves. 2: Suspended transport.» *Journal of Hydraulic Engineering* 668-689.
- van Rijn, Leo C. 1993. *Principles of sediment transport in rivers, estuaries and coastal seas*. Aqua Publications.
- van Rijn, Leo C. 1984. «Sediment transport, Part II: Suspended load transport.» *Journal of Hydraulic Engineering* 1613-1641 .
- Van Rijn, Loe C., Jan S. Ribberink, Jebbe Van Der Werf, et Dirk J.R. Walstra. 2013. «Coastal sediment dynamics: recent advances and future research needs.» *Journal of Hydraulic Research* 475 - 493.
- Vanoni, V.A. 1946. «Transportation of Suspended Sediment by Water.» *Transaction of the ASCE* 67 - 133.
- WSP. 2014. *Étude de faisabilité pour l'élaboration des plans d'avant-projet préliminaire pour la stabilisation de la plage et de la côte pour les secteurs de La Martinique et de Pointe-aux-Loups dans l'axe de la route 199, Îles-de-la-Madeleine*. Rapport de WSP Canada Inc. au ministère des Transports Québec.
- Yang, Chih Ted. 1996. *Sediment transport: Theory and practice*. New-York: McGraw-Hill.

- Yang, Liaxuan, Shouxian Zhu, Xunqiang Li, Wenjing Zhang, et Iei Wang. 2013. «The review of studies on formulas for calculating wave breaking height.» *Applied Mechanics and Materials* 958 - 961.
- Yoon, Hyun Doug. 2012. «Observations and Prediction of Intermittent Sediment Suspension in the Surf Zone.» *DISSERTATION*. Oregon State University, 11 Août.
- Zheng, Jinhai, Chi Zhang, Zeki Demirbilek, et Lihwa Lin. 2014. «Numerical study of sandbar migration under wave-undertow interaction.» *Journal of Waterway, Port, Coastal Ocean engineering* 146-159.